

Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Michael Werner

**Realitätsnahe Materialeigenschaften
von hochfesten Feinkornbetonen in
Grouted Joints**

**Realistic Material Properties of
High Strength Grout in Grouted Joints**



Realitätsnahe Materialeigenschaften von hochfesten
Feinkornbetonen in Grouted Joints

Realistic Material Properties of High Strength Grout in
Grouted Joints

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

zur
Erlangung des Grades
Doktor-Ingenieur
(Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von
Dipl.-Ing. Michael Werner

Hannover 2017

Referent: Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Leibniz Universität Hannover

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann
Leibniz Universität Hannover

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Arndt Hildebrandt
Leibniz Universität Hannover

Tag der Prüfung: 24.05.2017

Impressum

Autor: Dipl.-Ing. Michael Werner

Titel: Realitätsnahe Materialeigenschaften von hochfesten
Feinkornbetonen in Grouted Joints

Schriftenreihe: Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 15

Herausgeber: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus
Institut für Baustoffe
Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
Appelstraße 9A
30167 Hannover
Tel.: (05 11) 7 62 - 37 22
Fax.: (05 11) 7 62 - 47 36
<http://www.baustoff.uni-hannover.de>

ISBN: 978-3-936634-18-1

Vorwort des Verfassers

Die vorliegende Dissertation entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der Leibniz Universität Hannover. Die Idee zu dieser Arbeit entwickelte sich bereits während des Forschungsprojektes „Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen“ gefördert durch das Niedersächsische Ministerium für Wissenschaft und Kultur. Wesentliche Grundlagen dieser Arbeit basieren auf dem Forschungsprojekt „GROWup - Überwiegend axial wechselbeanspruchte Grout-Verbindungen in Tragstrukturen von OWEA“, das vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie gefördert wurde.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Ludger Lohaus, für seine stetige Unterstützung und wissenschaftliche Betreuung sowie die Erstberichterstattung. Die intensiven Diskussionen, sein mir entgegengebrachtes Vertrauen und die großzügig eingeräumten Handlungsfreiräume trugen wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit bei.

Herrn Prof. Peter Schaumann danke ich für die zahlreichen konstruktiven Diskussionen und die Übernahme des Korreferates. Herrn Prof. Arndt Hildebrandt danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission und für den intensiven fachlichen Austausch.

Aufgrund des hervorragenden Arbeitsklimas am Institut wurden mein Büro, die Labore und Werkhallen zu meinem zweiten Zuhause. Hierfür danke ich meinen Kolleginnen und Kollegen. Den Laborantinnen, Laboranten und Technikern danke ich für die tatkräftige Unterstützung, ohne die die komplexen Versuche nicht möglich gewesen wären.

Ein besonderer Dank gebührt Herrn Dr.-Ing. Mark Alexander Ahrens und Herrn Dr.-Ing. Janosch Stascheit für die Übernahme des Lektorats. Weiter danke ich Herrn Dr.-Ing. Nick Lindschulte für die Unterstützung bei der Bemessung des Versuchsstands.

Mein größter Dank geht an meine Mutter und meine Freunde, durch die ich in jeder Lebenslage unterstützt wurde.

Michael Werner

Kurzfassung

Rohr-in-Rohr-Steckverbindungen werden häufig bei Offshore-Windenergieanlagen eingesetzt, um den aufragenden Teil der Tragstruktur mit den Gründungspfählen zu verbinden. In Deutschland wird der Ringspalt, der sich zwischen zwei Rohren unterschiedlichen Durchmessers ergibt, üblicherweise mit einem hochfesten Feinkornbeton verfüllt, um den Kraftschluss zwischen den Rohren sicherzustellen.

Bislang herrscht noch eine gewisse Unsicherheit vor, ob sich die im Groutspalt und damit im Bauwerk einstellenden Materialeigenschaften mit denen vergleichen lassen, die sich unter Laborbedingungen ergeben. Dies begründet sich einerseits durch Einflüsse aus dem Verfüllprozess mit seinen nicht immer eindeutig vorhersehbaren Fließwegen, andererseits aber auch durch offshoretypische Störeinflüsse aus Wind, Wellen und erschwerten Einbaubedingungen.

Aus realen Bauteilen können nur unter schwierigsten Bedingungen Probekörper entnommen werden, weshalb keine belastbaren Daten aus realen Offshore-Tragstrukturen vorhanden sind. Um dennoch möglichst genaue Annahmen zu den realen Materialeigenschaften treffen zu können, wird ein neu entwickeltes Versuchsverfahren zur realitätsnahen Herstellung von Ersatzbauteilen vorgestellt, aus denen Probekörper entnommen werden können. Der Verfüllprozess kann dabei durch die Verwendung einer transparenten Schalhaut direkt beobachtet werden.

Im Rahmen der Arbeit wurden im entwickelten Großversuchsstand Verfüllversuche mit unterschiedlichen, handelsüblichen Grout-Materialien durchgeführt.

Aus den Versuchen ließen sich wesentliche Erkenntnisse ableiten. Der Verfüllprozess muss sich nicht negativ auf die Druckfestigkeit des Grout-Materials auswirken. Vielmehr lagen die meisten am Ersatzbauteil festgestellten Werte oberhalb oder in der Größenordnung der aus den Laborversuchen abgeleiteten Druckfestigkeiten.

Auf Grundlage der Druckfestigkeitsergebnisse konnte ein Teilsicherheitsbeiwert für Grout-Material im Grenzzustand der Tragfähigkeit abgeleitet werden. Dazu wurden die Relationen der Festigkeiten im Bauteil zu den Laborfestigkeiten und ihre Streuungen ebenso betrachtet wie die Streuungen der Grout-Materialien selbst. Anschließend wurde der Vorschlag mit statistischen Methoden durch die an den Bauteilen ermittelten Druckfestigkeiten verifiziert und die einzuhaltenden Randbedingungen für die Anwendbarkeit des Konzepts angegeben.

Bei den durchgeführten Verfüllversuchen wurden Anlagerungen von Vorlaufmischung und entmischtem Grout-Material beobachtet. Somit können solche Störstellen in realen Bauwerken nicht ausgeschlossen werden. Um ihren Einfluss auf die Zugfestigkeit und die Steifigkeit abschätzen zu können, wurde eine spezielle Versuchseinrichtung als Stempel Eindringversuch konzipiert. Bei den durchgeführten Versuchen zeigten sich deutliche Streuungen zwischen den einzelnen Last-Verformungs-Kurven an Proben aus Bereichen der Schubverzahnungen, was auf einen negativen Einfluss schließen lässt. Diesem Phänomen kann mit einer hochfesten Vorlaufmischung entgegengewirkt werden.

Da auf hoher See nicht generell von einem reibungslosen Verfüllprozess ausgegangen werden kann, wurden zwei maßgebliche Störfallszenarien in Voruntersuchungen identifiziert und im Großversuchsstand simuliert.

Das erste Szenario bildet den Ausfall einer Mischanlage ab, wodurch der Verfüllprozess deutlich verlangsamt wird. Hierbei konnte ein negativer Einfluss auf die Frischmaterialeigenschaften und in der Folge auch auf die Druckfestigkeit festgestellt werden.

In einem zweiten Störfallszenario wurde eine sogenannte „Stinger-Vergroutung“ nachgestellt, bei der das Grout-Material frei durch das Wasser fällt. Bereits während der Versuchsdurchführung konnte ein starkes Auswaschen der Feinanteile des Grout-Materials beobachtet werden. Hierdurch wurde die Druckfestigkeit insbesondere im unteren Bereich der Bauteile stark verringert. Solche Entmischungen müssen durch Begrenzung der Fallhöhe im Wasser vermieden werden.

Schlagnworte: Offshore-Windenergieanlagen, Grouted Connection, Ver-gussmörtel, Verfüllversuch, Teilsicherheitsbeiwert

Abstract

Tube-in-tube connections are typically used to connect the upper part of a support structure and the foundation piles of offshore wind energy converters. In Germany, the gap between the tubes of different diameter is usually filled with high-strength grout. The high-strength grout ensures a force-locked connection between the tubes.

Uncertainty prevails, whether the material properties of grout in grouted joints are similar to those of test specimens produced in laboratories. This uncertainty is based, on the one hand, on the influence of the filling process with not precisely predictable flow characteristics and, on the other hand, on the influence of typical offshore conditions such as wind and waves but also on harsh installation conditions offshore.

Usually, test samples from real structures can only be obtained under extremely hard conditions. Consequently no exact information is available from real offshore structures. Therefore, a new testing procedure was developed to gain more exact estimates of the real material properties. Within this testing procedure, nearly realistic construction elements are produced in the newly developed large-scale testing facility. In particular, the whole filling process can be directly observed through transparent formwork panels.

The investigations comprise filling tests with different commercial grouts for offshore applications.

Despite it was impossible to get real samples from existing structures within this work main findings could be derived from the large-scale tests. The filling process has no generally negative effect on the compressive strength of the grout. Moreover, the results shows a higher or similar compressive strength of the test samples from the construction elements compared to test samples from the lab.

A partial safety factor for the ultimate limit state was derived from the results of the compressive strength test. The relation between the

compressive strength of the construction elements and the test samples from the lab and the variance of the grout itself were incorporated into the safety factor. The compressive strength of the construction elements was then used to verify the partial safety factor obtained. Finally, rules are given for the usability of the concept.

Accumulations of lubrication mix and segregated grout material were observed inside the construction elements. Thus, these phenomena cannot be generally excluded in real structures.

A special testing frame was developed for punch crushing tests to estimate the tensile strength and stiffness of the grout. These tests show a considerable variation between the load-strain curves of the test specimens in the vicinity of discontinuities such as shear keys. Hence, a negative influence of the filling process on the tensile strength and the stiffness cannot be excluded. However, a high strength lubrication mix could prevent these phenomena.

Failure within the filling process cannot be excluded in general under harsh offshore conditions. To investigate the impact of failures two important failure modes were identified in preliminary tests. These failure modes were simulated with the large-scale testing facility.

The first scenario represents a sudden breakdown of one mixing device, which reduces the pumping capacity. Within these simulations, a negative influence on the fresh material properties and on the compressive strength was observed.

The second scenario simulates a so-called “stinger grouting” with a free fall of the material through water. A severe washout of the fine particles of the grout was observed while the filling tests were conducted. Herby, the compressive strength was heavily reduced, especially in the lower parts of the construction elements. These washouts have to be excluded by limiting the free-fall distance of the grout.

Keywords: offshore wind-energy converter, grouted connection, high-strength grout, mock-up test, partial safety factor

Inhaltsverzeichnis

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis	xv
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Ziel	7
1.3 Aufbau der Arbeit	8
2 Grundlagen zu Grouted Joints	13
2.1 Einführung	13
2.2 Anwendung bei OWEA	14
2.3 Konstruktionsarten	15
2.3.1 Monopiles	16
2.3.2 Tripiles	17
2.3.3 Tripoden und Jackets	17
2.3.4 Konverterplattformen	18
2.4 Montage	18
2.5 Qualitätssicherung	19
3 Vergussmörtel und Feinkornbeton für Offshore-Anwendungen	21
3.1 Anforderungen	21
3.1.1 Frischmaterialeigenschaften	21
3.1.2 Festmaterialeigenschaften	22
3.1.3 Pumpfähigkeit	22
3.1.4 Temperaturentwicklung	23
3.2 Materialzusammensetzung	24
4 Angewandte Normen und Richtlinien für Offshore-Bauwerke	27
4.1 DIN EN 1992	27
4.1.1 Herleitung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c für Beton	28
4.1.2 Variationskoeffizienten Labor zu Bauteil	29
4.1.3 Bemessungswerte	30

4.2	Normen und Richtlinien für Offshore-Bauwerke	31
4.2.1	DIN EN ISO 19902	31
4.2.2	Richtlinien des DNV GL	33
4.2.2.1	DNV-OS-J101 und DNV-OS-C502	33
4.2.2.2	GL-IV und GL-TN	35
4.2.2.3	DNVGL-ST-0126 und DNV-OS-C502	35
4.2.3	NORSOK N-004	37
4.2.4	API RP 2A-WSD	39
4.2.5	Resümee	41
5	Voruntersuchungen	45
5.1	Verwendete Grout-Materialien	46
5.2	Materialcharakterisierung	46
5.2.1	Frischmaterialeigenschaften	47
5.2.2	Festmaterialeigenschaften	47
5.2.2.1	Druckfestigkeitsentwicklung	49
5.2.2.2	Biegezugfestigkeitsentwicklung	50
5.2.2.3	E-Modul	50
5.2.3	Resümee	52
5.3	Faktoren zur Übertragbarkeit	52
5.3.1	Konsistenz	52
5.3.2	Druckfestigkeit	54
5.4	Verfüllversuche	55
5.4.1	Versuchseinrichtung für Laborversuche	56
5.4.2	Auswerteverfahren	57
5.4.3	Planmäßiger Verfüllprozess	58
5.4.3.1	Druck- und Biegezugfestigkeit	58
5.4.3.2	Phänomenologische Betrachtung	60
5.4.3.3	Resümee	64
5.4.4	Störfallsimulation	65
5.4.4.1	DF und BZ von SF 1 und SF 2	68
5.4.4.2	Phänomenologische B. SF 1 und SF 2	70
5.4.4.3	SF 3	71
5.4.4.4	Resümee	72
5.4.5	Einfluss von Inhomogenitäten	74
5.4.6	Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen	76

6	Simulation von realen Verfüllprozessen	79
6.1	Anforderungen an einen Versuchsstand	80
6.1.1	Grundsätzliche Anforderungen	80
6.1.2	Anforderungen an die Versuchsschalung	81
6.1.3	Anforderung an die Mess- und Prüftechnik	81
6.2	Großversuchsstand für Verfüllversuche	82
6.2.1	Großversuchsschalung und Kipprahmen	83
6.2.2	Fördereinheit	84
6.2.3	Mischeinheit	85
6.2.4	Messtechnik	86
6.3	Abmessungsvergleich zur Beispielstruktur	87
7	Stempelversuch	91
7.1	Lastabtrag in Grouted Joints	91
7.2	Spannungszustand unter einer Teilflächenlast	92
7.3	Anforderungen an einen Versuchsstand	95
7.4	Versuchsverfahren	96
7.4.1	Versuche von Blanford	96
7.4.2	Stempelversuch	96
8	Verfüllversuche	99
8.1	Versuchsplan	99
8.2	Versuchsdurchführung	100
8.3	Planmäßiger Verfüllprozess	101
8.3.1	Material A	102
8.3.2	Material B	106
8.3.3	Material C	111
8.3.4	Material D	114
8.3.5	Material E	118
8.3.6	Verfüllversuche Laborversuchsschalung	121
8.3.7	Resümee	122
8.4	Störfall 4	124
8.4.1	Material A	124
8.4.2	Material B	129
8.4.3	Material C	135
8.4.4	Resümee	137
8.5	Störfall 5	139
8.5.1	Material A	139

8.5.2	Material B	145
8.5.3	Material C	149
8.5.4	Resümee	152
9	Last-Verformungsverhalten des verfüllten Grout-Materials	155
9.1	Stempelversuche	156
9.2	Versuchsplan	157
9.3	Material A	158
9.3.1	Schubrippenbereich	159
9.3.2	Bereiche außerhalb von Schubrippen	163
9.3.3	Resümee	165
9.4	Material B	166
9.4.1	Schubrippenbereich	166
9.4.2	Bereiche außerhalb von Schubrippen	170
9.4.3	Resümee	171
9.5	Material C	173
9.5.1	Schubrippenbereich	174
9.5.2	Bereiche außerhalb von Schubrippen	178
9.5.3	Resümee	180
9.6	Vergleich mit Versuchen von Blanford	180
10	Auswertung und Diskussion	185
10.1	Druckfestigkeiten im Bauteil	185
10.1.1	Temperatureinfluss Probekörperwand und Referenz	186
10.1.2	Relative Druckfestigkeiten	188
10.1.2.1	Planmäßiger Verfüllprozess	188
10.1.2.2	Simulation SF 4	192
10.1.2.3	Simulation SF 5	195
10.1.2.4	Resümee	197
10.1.3	Diskussion der unterschiedlichen Bemessungswerte	198
10.1.4	Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes	204
10.1.5	Resümee	210
10.2	Zugfestigkeiten im Bauteil	211
10.2.1	Tendenzieller Einfluss des Verfüllprozesses auf die Zugfestigkeit	212
10.2.2	Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung	215
10.2.3	Übertragungsfunktion zur Zugfestigkeit	216
10.2.4	Vergleich mit Bemessungswerten	218

10.2.5 Resümee	221
10.3 Steifigkeiten im Bauteil	222
10.3.1 Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung . .	223
10.3.2 Triaxialer Steifigkeitsmodul im Bauteil	224
10.3.3 Anfänglicher triaxialer Steifigkeitsmodul im Bauteil	226
10.3.4 Steifigkeiten im bemessungsrelevanten Bereich . . .	228
10.3.5 Resümee	232
10.4 Vergleich des Versuchsverfahrens mit realen Bedingungen .	232
11 Zusammenfassung	235
12 Ausblick	241
Anhang	
A Materialcharakterisierung	243
A.1 Frischmaterialkennwerte	243
A.3 Umrechnungsfaktoren zur Bestimmung von Druckfestigkeiten	252
B Versuchseinrichtungen	255
B.1 Laborversuchsstand	255
B.2 Großversuchsstand	257
B.3 Stempelversuch	263
C Verfüllversuche Laborversuchsstand	265
C.1 Planmäßiger Verfüllprozess	265
C.2 Störfallsimulationen	279
C.3 Inhomogenitäten innerhalb der Bauteile	292
D Digitale Bildverarbeitung	297
D.1 Bilderfassung der Querschnitte	297
D.2 Klassifikation der Gesteinskörnung	298
D.3 Auswertung des Bildmaterials	299
D.4 Analyse der Verfüllversuche	300
E Verfüllversuche Großversuchsstand	307
E.1 Planmäßiger Verfüllprozess	307
E.2 Begleituntersuchungen	317
E.3 Störfall 4	321

E.4 Störfall 5	329
F Stempelversuche	337
F.1 Material A	337
F.2 Material B	348
F.3 Material C	358
F.4 Stempelprüfungen von Blanford	368
F.5 Steifigkeiten im Bauteil	370
Literaturverzeichnis	373
Tabellenverzeichnis	389
Abbildungsverzeichnis	393

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

Lateinische Buchstaben

C_I	mm	Oberflächenunebenheitskoeffizient
C_L	–	Koeffizient für das Verhältnis zwischen Länge und Durchmesser
C_P	–	Skalierungsfaktor für den Pile
C_S	–	Oberflächenkoeffizient
D_g	mm	Durchmesser Groutfuge
D_P	mm	Durchmesser Pfahl
D_p	mm	Durchmesser Pfahl
D_S	mm	Durchmesser Hülse
E	N/mm ²	E-Modul Stahl
$E_{C,SP}$	N/mm ²	triaxialer Steifigkeitsmodul
$E_{C,0,SP}$	N/mm ²	anfänglicher triaxialer Steifigkeitsmodul
$E_{C,0,SP,rel}$	%	relativer anfänglicher triaxialer Steifigkeitsmodul
$E_{C,20,SP}$	N/mm ²	Steifigkeitsmodul bis 20 kN
$E_{C,27,SP}$	N/mm ²	Steifigkeitsmodul bis 27 kN
E_{cd}	N/mm ²	Bemessungswert des stabilisierten E-Moduls
$E_{cd,28}$	N/mm ²	Bemessungswert des stabilisierten E-Moduls nach 28 Tagen
E_{cm}	N/mm ²	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

E_{cn}	N/mm ²	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante
$E_{C,S}$	N/mm ²	stabilisierter E-Modul
$E_{C,S,Ref}$	N/mm ²	Referenzwert des stabilisierten E-Moduls
$E_{C,S,28}$	N/mm ²	stabilisierter E-Modul nach 28 Tagen
E_g	N/mm ²	E-Modul Grout-Material
E_S	N/mm ²	E-Modul Stahl
f_{ba}	KPa	zulässige Verbundfestigkeit des Grouted Joints
f_{bk}	N/mm ²	zulässige Verbundfestigkeit einer Schubrippe
f_{bks}	N/mm ²	zulässige Verbundfestigkeit des Grouted Joints
f_{bkg}	N/mm ²	maximal zulässige Verbundfestigkeit des Grouted Joints
f_{bks}	N/mm ²	zulässige Verbundfestigkeit des Grouted Joints
$f_{c,Bauteil}$	N/mm ²	geschätzte Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen von Probekörpern aus den Bauteilen
$f_{c,BK,7}$	N/mm ²	Druckfestigkeit anhand von Bohrkernen nach 7 Tagen
$f_{c,BK,28}$	N/mm ²	geschätzte Druckfestigkeit anhand von Bohrkernen nach 28 Tagen
f_{cck}	N/mm ²	charakteristische Druckfestigkeit des Grout-Materials
f_{cd}	N/mm ²	Bemessungswert der einaxialen Betondruckfestigkeit
$f_{cd,1992NA}$	N/mm ²	maximaler Bemessungswert der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen nach dem nationalen Anhang der DIN EN 1992

$f_{cd,DNVGL}$	N/mm ²	maximaler Bemessungswert der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen nach DNV GL
$f_{cd,Gv}$	N/mm ²	Bemessungswert für die Druckfestigkeit für planmäßig im Verfüllstand hergestellte Bauteile (Material A-E)
$f_{cd,NORSOK}$	N/mm ²	maximaler Bemessungswert der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen nach NORSOK
f_{ck}	N/mm ²	charakteristische Druckfestigkeit des Betons
$f_{ck,insitu}$	N/mm ²	Abgeminderte Druckfestigkeit für Grout-Material in Grouted Joints
f_{cm}	N/mm ²	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cn}	N/mm ²	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cn}	N/mm ²	abgeminderte charakteristische Würfeldruckfestigkeit
$f_{c,Ref,7}$	N/mm ²	Referenzwert der Druckfestigkeit nach 7 Tagen anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm
$f_{c,Ref,28}$	N/mm ²	Referenzwert der Druckfestigkeit nach 28 Tagen anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm
$f_{c,Ref,Zyl}$	N/mm ²	abgeschätzter Referenzwert der Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{c,SP}$	N/mm ²	Druckfestigkeit anhand von Stempelprüfungen
f_{ct}	N/mm ²	zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_{ctd}	N/mm ²	Bemessungswert der zentrische Zugfestigkeit des Betons

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

f_{ctk}	N/mm ²	charakteristische zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	N/mm ²	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	N/mm ²	Spaltzugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp,Ref}$	N/mm ²	Referenzwert der Spaltzugfestigkeit des Grout-Materials
$f_{ct,sp,Ref,max}$	N/mm ²	maximaler Referenzwert der Spaltzugfestigkeit des Grout-Materials
$f_{ct,sp,Ref,min}$	N/mm ²	minimaler Referenzwert der Spaltzugfestigkeit des Grout-Materials
f_{cu}	N/mm ²	Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{CU}	N/mm ²	Druckfestigkeit nach 28 Tagen anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm
f_d	N/mm ²	Bemessungswert der zulässigen Verbundspannung des Grouted Joints
f_g	N/mm ²	zulässige Verbundspannung des Grouted Joints
$f_{g,shear}$	N/mm ²	zulässige Verbundfestigkeit des Grouted Joints im Versagensfall Schubversagen
$f_{g,sliding}$	N/mm ²	zulässige Verbundfestigkeit des Grouted Joints im Versagensfall „durchrutschen“
f_{tn}	N/mm ²	abgeminderte zentrische Zugfestigkeit des Grout-Materials
F_{Shkcap}	N/mm ²	zulässige Verbundspannung einer Schubrippe
$F_{Shkcap,d}$	N/mm ²	Bemessungswert der zulässige Verbundspannung einer Schubrippe
h	mm	Höhe der Schubrippe

Hrc	–	Rockwellhärte
k	–	Steifigkeitsbeiwert von Grouted Joints
k_{red}	–	Abminderungsfaktor für den Einfluss von Bewegungen während der ersten Erhärtungsphase von Grout-Material
K	–	Steifigkeitsbeiwert von Grouted Joints
l_{DP}	mm	Umfangslänge Grouted Joint
L_e	mm	effektive Übergreifungslänge
m	–	Faktor bzg. des E-Moduls zwischen Stahl und Grout-Material
R^2	–	Bestimmtheitsmaß
R_P	mm	äußerer Radius Pfahl
R_S	mm	äußerer Radius Hülse
s	mm	Abstand der Schubrippen
t_g	mm	Schichtdicke Grout-Material
t_p	mm	Blechdicke Pfahl
t_S	mm	Blechdicke Hülse
t_{500} -Zeit	s	Zeit zur Bewertung der Fließfähigkeit
V_a	–	Variationskoeffizient für geometrische Parameter
V_{fc}	–	Variationskoeffizient der Materialeigenschaften
V_G	–	Variationskoeffizient für geometrische Parameter
V_M	–	Variationskoeffizient für Modellunsicherheiten
V_{Rfc}	–	Variationskoeffizient der Widerstandsseite für Beton
V_{St}	–	Variationskoeffizient für Modellunsicherheiten

V_η	–	Übertragungsvariationskoeffizient
$V_{\eta,Gv}$	–	Variationskoeffizient für den Unterschied zwischen Labor und Bauteil aus den Verfüllstand
w/f-Wert	–	Wasser-Feststoff-Wert
w/z-Wert	–	Wasser-Zement-Wert

Griechische Buchstaben

α_{cc}	–	Abminderungsfaktor für Beton nach DIN EN 1992
β	–	Sicherheitsindex für die Versagenswahrscheinlichkeit
γ_c	–	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_{c,Gv}$	–	Teilsicherheitsbeiwert für Grout-Material
γ_m	–	Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften
δ_{75}	–	Nacherhärtungsrate von Grout-Material in einem Würfel mit 75 mm Kantenlänge
δ_{Bk}	–	Nacherhärtungsrate von Grout-Material eines Bohrkerns aus einem Verfüllversuch
ϵ_a	–	Dehnung bei oberer Prüfspannung
ϵ_b	–	Dehnung bei unterer Prüfspannung
E_χ		Erwartungswert bzw. Mittelwert
$\zeta_{E,SP}$	–	Korrekturbeiwert für den Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung im linearen Ast der Last-Verformungskurve

$\zeta_{E,0,SP}$	–	Korrekturbeiwert für den Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung im Auswertebereich des anfänglichen triaxialen Steifigkeitsmoduls
$\zeta_{E,20,SP}$	–	Korrekturbeiwert für den Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung bis 20 kN
$\zeta_{E,27,SP}$	–	Korrekturbeiwert für den Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung bis 27 kN
ζ_{SP}	–	Umrechnungsfaktor von Pk. mit Schubrippenaussparung auf Pk. ohne Schubrippenaussparung
$\zeta_{t,SP}$	–	Umrechnungsfaktor Stempelprüfung zu Spaltzugfestigkeit
$\zeta_{Zyl,Bk}$	–	Umrechnungsfaktor von Bohrkern aus Verfüllversuchen auf Zylinderfestigkeit
$\zeta_{Zyl,W75}$	–	Umrechnungsfaktor von Würfeldruckfestigkeit (75 mm) auf Zylinderfestigkeit
σ_a	MPa	Nennwert der oberen Prüfspannung
σ_b	MPa	Nennwert der unteren Prüfspannung
$\sigma_{SP,max}$	N/mm ²	maximal Bruchspannung
σ_χ		Standardabweichung

Abkürzungen

API	American Petroleum Institute
AWZ	Ausschließliche Wirtschaftszone
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie

Symbol- und Abkürzungsverzeichnis

DNV	Det norsk Veritas
EEG	Erneuerbaren-Energie-Gesetz
E-Modul	Elastizitätsmodul
E-Schein	Erweiterte Betontechnologische Ausbildung
GL	Germanischer Lloyd
LV	Laborversuch
Mat.	Material
n	nass
OPC	herkömmlicher Zementleim (ordinary portland cement)
OWEA	Offshore-Windenergieanlage
PCE	Polycarboxilatether
Pk	Probekörper
ROV	Mini-Unterseeboot (Remotely Operated Vehicle)
SA	Standardabweichung
SF	Störfall
SR	Schubrippe
t	trocken
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
Umgebungs.	Umgebungsbedingungen
V-Pk	Vergleichsprobekörper
<i>Würfel₇₅</i>	Würfel mit einer Kantenlänge von 75 mm
<i>Würfel₁₀₀</i>	Würfel mit einer Kantenlänge von 100 mm

<i>Würfel</i> ₁₅₀	Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm
<i>Zylinder</i> _{150/300}	Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm
Prisma	Prisma mit den Abmessungen 40 mm * 40 mm * 160 mm
ZiE	Zustimmung im Einzelfall

1 Einleitung

1.1 Motivation

Die deutsche Bundesregierung plant, den Anteil erneuerbarer Energien am Energiemix von derzeit 30% auf 40-45% bis 2025 und auf über 80% bis 2050 auszubauen vgl. [Bun16a]. Von Anfang 2000 bis Ende 2015 wurden in Deutschland ca. 231 Mrd. EUR¹ zur Errichtung von Anlagen zur Nutzung erneuerbarer Energien investiert. Im Jahre 2015 alleine 14,5 Mrd. EUR, worauf der zweitgrößte Anteil von 30,7% auf den Ausbau von Offshore-Windparks entfiel vgl. Abbildung 1.1.

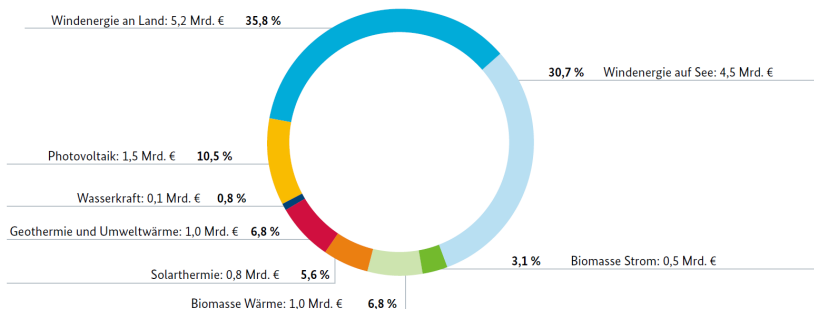


Abbildung 1.1: Investitionen in die Errichtung von Anlagen zur Nutzung erneuerbarer Energien in Deutschland 2015 [Bun16b]

Zur Kostensenkung der „Energiewende“ und zur gleichzeitigen Stärkung der Wettbewerbsfähigkeit der Industrie wird die im Erneuerbaren-Energien-Gesetz (EEG) festgeschriebene EEG-Umlage als feste Förderung bis 2017 auslaufen. Stattdessen soll die benötigte Fördersumme zukünftig durch

¹Quelle: [Bun16b]

1 Einleitung

Ausschreibungsverfahren ermittelt werden. Dies soll zu einer Wettbewerbssteigerung unter den Anbietern auf dem deutschen Markt führen.

Gerade in den letzten Jahren entwickelte sich der europäische Offshore-Windenergie-Markt überproportional wie in Abbildung 1.2 zu erkennen ist. Allein in den letzten 5 Jahren wurden in Europa über 31 GW Anschlussleistung auf hoher See errichtet. Weitere 63,5 GW Anschlussleistung befinden sich in der Planung. Dies stellt einen lukrativen europäischen Markt für die deutsche Industrie dar. Um weiterhin zu den führenden Produzenten von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) im international wachsenden Markt zu gehören, ist eine Erhöhung der Wettbewerbsfähigkeit von elementarer Notwendigkeit.

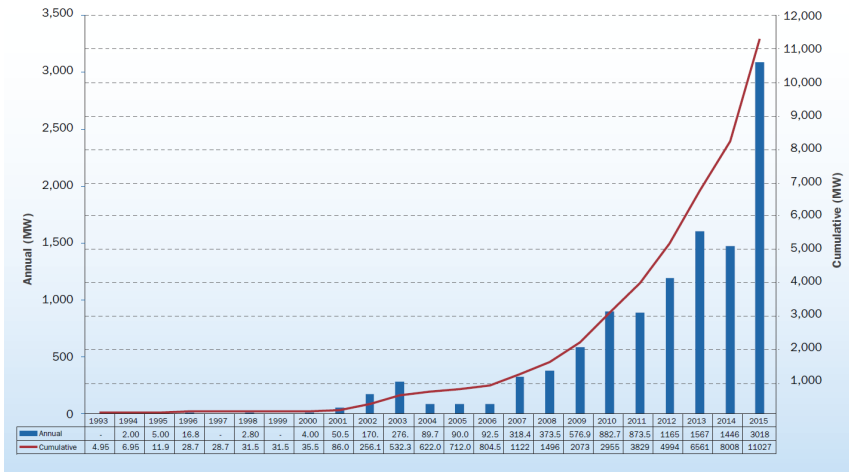


Abbildung 1.2: Installierte Windenergieleistung in Europa von 1993 bis 2015 [HMC16]

OWEA werden zumeist mit Stahlpfählen im Meeresboden verankert. Eine weitverbreitete Verbindungsart zwischen den Gründungspfählen und der aufgehenden Tragstruktur sind Rohr-in-Rohr Steckverbindungen. Aufeinanderfolgende Rohre besitzen abgestufte Durchmesser, sodass sich zwischen den Rohren ein Ringspalt ausbildet. Dieser Spalt wird nach dem Zusammenführen zur Schaffung einer kraftschlüssigen Verbindung mit

einem Verfüllmaterial auf mineralischer Basis verfüllt. Aufgrund der Verarbeitungseigenschaften des Verfüllmaterials können Schiefstellungen und Unebenheiten anfangs noch ausgeglichen werden. Nach dem Erhärten des hydraulischen Bindemittels dient das Verfüllmaterial zum Lastabtrag zwischen den Stahlrohren. Diese Verbindungsart bezeichnet man als Grouted Joint oder Grouted Connection. Deren Bemessungsansätze orientieren sich noch überwiegend an Ansätzen aus der Öl- und Gasindustrie. Bei den dort üblichen bemannten Plattformen, welche Öl und Gas fördern und lagern, müssen zweifelsfrei hohe Anforderungen an die Sicherheit der Konstruktion gewährleistet sein. Vor dem Hintergrund einer potentiellen Anwendung der dortigen Bemessungsansätze auf unbemannte OWEA ist es einerseits zu diskutieren, ob solch hohe Anforderungen gleichsam notwendig und andererseits überhaupt uneingeschränkt übertragbar sind.

In der Regel werden OWEA in Kleinserien hergestellt. Eine Kostensenkung kann hier z. B. durch genauere Bemessungsansätze für Grouted Joints erreicht werden. Derzeit basiert die normative Bemessung von Grouted Joints auf empirischen Versuchen an kleinskalierten Grouted Joints aus den späten 1970er und 1980er Jahren. Als Füllmaterial wurde zumeist ein Zementleim aus normalem Portlandzement (OPC) eingesetzt. Die Druckfestigkeiten des Zementleims betragen in den damaligen Versuchen 20 N/mm^2 bis etwa 80 N/mm^2 , wobei bei vielen Versuchen ein Grout-Material mit einer Druckfestigkeit von ca. 50 N/mm^2 eingesetzt wurde. Auf diesen Versuchen basiert die Bemessungsnorm für gegründete Stahlplattformen DIN EN ISO 19902 (vgl. [HBB⁺96]), die 2014 in einer neuen Version erschienen ist [DIN14b].

Heutige Grouted Joints für OWEA können weiterhin OPC enthalten. Oft werden aber moderne hochfeste Mörtel und hochfeste Feinkornbetone als Verfüllmaterial eingesetzt. Durch den Einsatz von modernen Verfüllmaterialien kann die Übergreifungslänge der Stahlrohre verringert werden. Die höheren Druckfestigkeiten dieser Verfüllmaterialien können in den Bemessungsformeln allerdings nicht ausgenutzt werden.

In der deutschen „Ausschließlichen Wirtschaftszone“ (AWZ) werden Genehmigungen für Offshore-Windparks vom Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) erteilt. Anders als im Ausland ist derzeit in der AWZ bereits ausschließlich der Einsatz von hochfesten Mörteln und hochfesten Feinkornbetonen als Füllmaterial für wechselseitig belastete Grouted Joints vom BSH genehmigungsfähig.

Höhere Tragfähigkeiten durch den Einsatz von hochfesten Verfüllmaterialien sind nach Anders 2007 [And07] durchaus zu erwarten. Der Fokus eines Teils seiner Versuche konzentrierte sich auf hochfeste Vergussmörtel. Zur vergleichenden Untersuchung der Vergussmörtel wurden miniaturisierte Grouted Joints verwendet. Hierfür wurden Probekörpergeometrien mit hohen radialen Steifigkeiten der Stahlrohre gewählt, um stets ein Versagen des Grout-Materials sicherzustellen. Anders konnte zeigen, dass mehr als eine Verdoppelung der Verbundspannungen im Grouted Joint durch den Einsatz von hochfesten Mörteln gegenüber normalfesten Mörteln möglich scheint. Abbildung 1.3 stellt Last-Verformungskurven der mit unterschiedlichen Verfüllmaterialien befüllten Probekörper dar. Eine deutliche Steigerung der Verbundspannungen ist zwischen den Vergussmörteln C60 und C170 zu erkennen. Der Vergussmörtel C60 erreichte nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 64 N/mm^2 wobei der Vergussmörtel C170 im Vergleich eine Druckfestigkeit von 158 N/mm^2 aufwies.

Anhand dieser Versuche scheint eine Erhöhung der rechnerischen Tragfähigkeit von Grouted Joints alleine durch eine genauere Kenntnis der Druckfestigkeit des Grout-Materials möglich, was die Möglichkeit einer wirtschaftlicheren Bemessung eröffnet.

Klassifikationsgesellschaften wie der ehemalige Germanische Lloyd (GL) oder der ehemalige Det Norsk Veritas (DNV) erstellten eigene Richtlinien, um Normen wie die DIN EN ISO 19902 auf OWEA anzupassen. Diesen Richtlinien liegen in der Regel eigene oder externe Experimente zugrunde, welche in engem Kontakt mit der Industrie durchgeführt wurden. In der Vergangenheit zeigte sich hierbei, dass zu klein skalierte Grouted Joints und Versuchseinrichtungen nicht konsistent das komplexe Tragverhalten von Grouted Joints abbilden konnten. Das zeigen Schäden an Windparks, die in den 1980er und 1990er Jahren in den Niederlanden, Dänemark und Großbritannien gebaut wurden vgl. [SLHLL10].

Das Material-, Trag- und Ermüdungsverhalten von Grouted Joints in OWEA ist somit weiterhin Gegenstand der Forschung [LH13], [Wil14], [Bec16], [SRB16]. Analytische Ansätze werden gewöhnlich durch kleinskalierte Versuche mit unterschiedlichen Belastungen, Geometrien und Verfüllmaterialien untersucht. Das Verfüllmaterial wird vereinfacht als homogen angenommen. Die Materialkennwerte werden lediglich anhand von genormten Prüfverfahren und genormten Probekörpern bestimmt, da in situ Materialkennwerte derzeit nicht ausreichend experimentell belegt

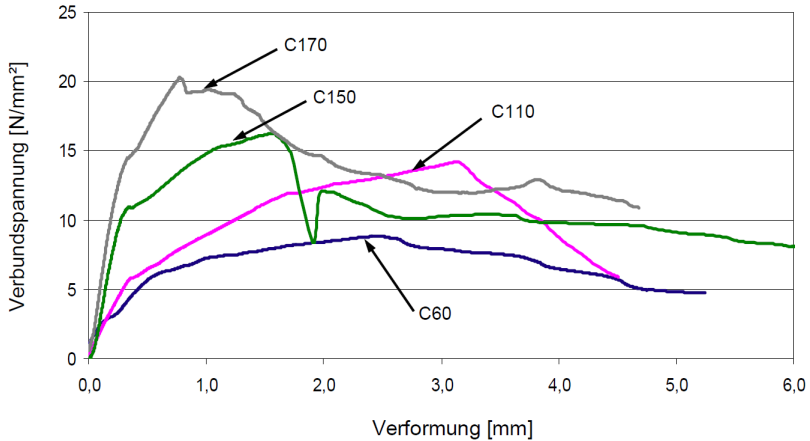


Abbildung 1.3: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Verbundspannungen [And07]

abgeschätzt werden können.

Eine unzureichende Kenntnis über die in situ Materialeigenschaften des Grout-Materials bemängeln auch Dallyn et al. 2015 in einem Rückblick über die Forschungsarbeiten der letzten 35 Jahre im Bereich von Grouted Joints. Zur Zeit liegen noch keine Forschungsarbeiten zu den Eigenschaften von verfülltem Grout-Material in Grouted Joints vor [DEHPK15]. Sie sehen einen Einfluss des Verfüllprozesses und der Erhärtungsbedingungen auf die Tragfähigkeit von Grouted Joints. Nur vereinzelt liegen Messungen der Druckfestigkeit von verfülltem Grout-Material vor, welche allerdings der Geheimhaltung unterliegen.

Voruntersuchungen des Autors anhand von Verfüllversuchen mit Wandschalungen mit einer Höhe von 1,5 m bei einer Breite von 0,6 m zeigten bereits, dass die Eigenschaften des Verfüllmaterials durch den Verfüllprozess sowie durch Umgebungsbedingungen beeinflusst werden [LW13b], [Wer13]. Innerhalb der verfüllten Probekörper kommt es zu ortsabhängigen Druckfestigkeitsunterschieden des Grout-Materials im Vergleich zu normgerecht hergestellten Probekörpern, die homogene Druckfestigkeiten aufweisen.

Aritenang et al. (1990) konnten anhand von Traglastversuchen an Grouted Joints mit dem Füllmaterial OPC zudem zeigen, dass eine Laststeigerung nach dem Versagen des Grout-Materials im Bereich der untersten Schubrippe¹ nicht mehr möglich war [AEDC90]. Dies deutet auf eine ungleichmäßige Belastung der einzelnen Schubrippenpaare im Grouted Joint hin. Hier können Analogien zur Belastungssituation bei Schraubverbindungen im Stahlbau gesehen werden. Analytische Lösungen von Wilke 2014 [Wil14] zeigen diese Phänomene ebenfalls. Seine Berechnungen, mit finiten Elementen, zeigen eine Lastkonzentration an den Flanken der Schubrippen sowie eine ungleichmäßige Lastverteilung zwischen den Schubrippenpaaren. Ähnliche Phänomene zeigten sich auch bei Lochte-Holtgreven 2013 [LH13] und Bechtel 2016 [Bec16].

Eigene Voruntersuchungen haben bereits gezeigt, dass insbesondere in Diskontinuitätsbereichen, wie z. B. den Schubrippen, Materialinhomogenitäten auftreten können. In diesen Bereichen ist das Grout-Material am höchsten belastet [KK85]. Anhand von 92 großskaligen Versuchen mit dem Verfüllmaterial OPC trifft Lamport 1988 die Aussage „Grouted Connection strength is governed by crushing of the grout at the tips of the compressive struts and not by failure of the strut itself“ [Lam88] (S. 143). Hiernach tritt ein Versagen im Bereich der Schubrippe auf und legt somit einen besonderen Fokus auf diesen und insbesondere das sich dort befindende Grout-Material.

Numerische und experimentelle Untersuchungen an Grouted Joints mit großen Spaltbreiten zeigten einen zunehmenden Einfluss der Zugfestigkeit des Grout-Materials auf die Trag- und Ermüdungsfestigkeit. Bei diesen Untersuchungen stellte sich auch erstmals ein Einfluss der Homogenität des Grout-Materials auf die Ermüdungsfestigkeit heraus.[Bec16]

Zusammenfassend fehlen zur Präzisierung von derzeitigen Bemessungsansätzen die in situ Materialkennwerte des verfüllten Grout-Materials. Zur Weiterentwicklung der Bemessungsgrundlagen wären realitätsnahe Druckfestigkeiten des Grout-Materials, eine genauere Kenntnis über die Zugfestigkeit sowie des Materialverhaltens im Bereich von Schubrippen nötig.

Weiterführende Voruntersuchungen des Autors analysierten dazu bereits

¹ Schubverzahnung zur Erhöhung der Tragfähigkeit vgl. Abbildung 2.1 Seite 14

Störeinflüsse während des Verfüllprozesses. Es stellte sich heraus, dass diese zur Reduktion der Druckfestigkeit des Grout-Materials führen können [LW14]. Das Eintreten eines Störfalls während des Verfüllprozesses kann zudem grundsätzlich nicht ausgeschlossen werden [LW15]. Somit werden zum Bewerten von realen Störfällen auch realitätsnahe Materialkennwerte des Grout-Materials im Grouted Joint notwendig. Hiermit wäre eine präzisere Einschätzung der Resttragfähigkeit der Verbindung möglich.

1.2 Ziel

Das übergeordnete Ziel der Arbeit ist es daher abzuschätzen, wie sich offshoretypische Einfüllprozesse auf bemessungsrelevante Eigenschaften des Grout-Materials im Ringspalt eines Grouted Joints auswirken können.

Ziel ist es einerseits, globale Aussagen über reale Druckfestigkeiten im Ringspalt zu treffen, andererseits Steifigkeiten und Zugfestigkeiten in Bereichen von Diskontinuitäten, wie z. B. den Schubrippen abzuschätzen.

Hierzu wäre ein Vergleich zwischen realen Bauteilproben aus Grouted Joints und nach Norm hergestellten Baustoffproben geeignet. Da für solch einen Vergleich derzeit keine Bauteilproben aus Grouted Joints zur Verfügung stehen, müssen ersatzweise Proben aus möglichst real hergestellten Bauteilen gewonnen werden.

Zur Herstellung solcher Bauteile wird daher ein geeignetes Versuchsverfahren entwickelt. Die Möglichkeit zur adäquaten Simulation von wesentlichen Merkmalen des offshoretypischen Einfüllprozesses stellen in diesem Zusammenhang die entscheidende Anforderung an den entwickelten Versuchsstand dar.

Im Rahmen der Bauteilherstellung werden zudem planmäßige Einfüllprozesse sowie typische Störfälle während des Einfüllprozesses simuliert.

Auf Grundlage des Vergleichs der Materialeigenschaften zwischen im Labor hergestellten und aus diesen Bauteilen entnommenen Probekörpern werden Bemessungswerte relevanter Regelwerke diskutiert.

Schließlich wird ein Vorschlag für einen Teilsicherheitsbeiwert für den Materialwiderstand der Druckfestigkeit von verfülltem Grout-Material vorgestellt, der analog zu γ_c in DIN EN 1992 zu verwenden ist. Hierzu werden die benötigten Variationskoeffizienten zum Übertrag von Laborwerten auf Bauteilwerte sowie zur Materialstreuung von Grout-Materialien bereitgestellt.

1.3 Aufbau der Arbeit

In Kapitel 2 wird sowohl der grundsätzliche Aufbau von Grouted Joints als auch seine Funktion bei OWEA behandelt. Es werden die etablierten Konstruktionsarten und die damit verbundenen unterschiedlichen Positionen der Grouted Joints erläutert. Hierdurch kann zuerst auf die unterschiedlichen Geometrien und Expositionen eingegangen werden, bevor Montage und Qualitätssicherung folgen.

Kapitel 3 behandelt die Anforderungen, die ein Vergussmörtel oder Feinkornbeton erfüllen sollte, um als Füllmaterial für Grouted Joints geeignet zu sein. Hierbei wird detailliert auf die Anforderungen bezüglich Frischmaterial- und Festmaterialeigenschaften, Pumpfähigkeit und Temperaturentwicklung eingegangen. Abschließend werden mögliche Materialzusammensetzungen aus der Literatur abgeleitet.

Zur späteren Einordnung der experimentellen Ergebnisse in die derzeitige etablierte Bemessungspraxis werden in Kapitel 4 Normen und Richtlinien vorgestellt und erläutert. Hierbei wird insbesondere auf die Herleitung von Abminderungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerten eingegangen sowie auf die zur Bemessung verwendeten Materialkennwerte.

Kapitel 5 beschreibt die Voruntersuchungen die einerseits handelsübliche Grout-Materialien charakterisieren und andererseits kleinskalierte Verfüllversuche vorstellen. Anhand der Verfüllversuche sollen Anforderungen an einen Versuchsstand zusammengestellt werden. Weiter werden anhand der Verfüllversuche maßgebliche planmäßige Verfüllversuche sowie Störfälle für die Aufstellung eines Versuchsplans für großskalige Verfüllversuche ermittelt. Zusätzlich werden Übertragungsfaktoren zur Bestimmung der Druckfestigkeit zwischen üblichen Probekörpergeometrien abgeleitet. Hierdurch wird ein späterer Vergleich der Ergebnisse aus den großskaligen Verfüllversuchen mit den Werten der Normen und Regelwerke ermöglicht.

Auf Grundlage von Kapitel 5 und einer Literaturrecherche werden in Kapitel 6 Anforderungen an einen Versuchsstand zur Simulation von realitätsnahen Einfüllprozessen zusammengestellt. Weiterhin wird nachfolgend der entwickelte Großversuchsstand mit den zugehörigen Einzelkomponenten beschrieben. Das Kapitel schließt mit einem Abmessungsvergleich

zwischen der Großversuchsschalung und einem realen Grouted Joint und einer Einordnung dieser Abmessung in die Normung ab.

In Kapitel 7 werden die theoretischen Grundlagen zur Entwicklung eines Versuchsverfahrens zur Bestimmung von Materialeigenschaften im Bereich von Diskontinuitäten vorgestellt. Hierfür wird zuerst auf den Lastabtrag in einem Grouted Joint eingegangen und geprüft, ob eine Abbildung durch eine Teilflächenlast möglich erscheint. Hieraus werden die Anforderungen an ein geeignetes Versuchsverfahren abgeleitet. Darauffolgend wird der entwickelte Versuchsstand mit dem zugehörigen Versuchsrahmen und der Belastungseinheit erläutert.

Kapitel 8 beschreibt die eigenen Verfüllversuche im Großversuchsstand. Zuerst wird der Versuchsplan auf Basis der Verfüllversuche aus Kapitel 5 beschrieben. Darauf folgend wird die Versuchsdurchführung und die anschließende Probenentnahme erklärt. Die planmäßigen Verfüllversuche mit drei Hauptmaterialien sowie zwei exemplarisch verwendeten Materialien werden erläutert und die wichtigsten Ergebnisse erörtert. Anschließend werden die begleitenden Verfüllversuche mit dem aus Kapitel 5 bekannten Versuchsstand dargestellt. Hiermit soll eine Übertragbarkeit zwischen den beiden unterschiedlich dimensionierten Versuchsständen geprüft werden.

Auf Kapitel 5 basierende maßgebliche Störfallszenarien werden nachfolgend vorgestellt. Die jeweils mit den drei Hauptmaterialien durchgeführten Versuche werden beschrieben. Abschließend werden die Ergebnisse aus den Störfallsimulationen detailliert erläutert.

Das Last-Verformungsverhalten im Bereich von Schubrippen wird anhand von Probekörpern aus den Bauteilen der planmäßigen Verfüllversuche mit den Hauptmaterialien in Kapitel 9 dargestellt und erläutert. Im Versuchsplan wird zwischen Probekörpern mit geringem, mittlerem und hohem Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippe unterschieden. Durch diese Auswahl wird geprüft, ob ein Zusammenhang zwischen unterschiedlichen Gesteinskörnungsanteilen und den Verläufen der Last-Verformungskurven vorhanden ist. Zusätzlich werden die Last-Verformungskurven von im Labor hergestellten Probekörpern vergleichend betrachtet. Abschließend werden die Ergebnisse mit ähnlichen Versuchen an Mörteln aus der Literatur verglichen.

In Kapitel 10 werden die Ergebnisse aus den Kapiteln 8 und 9 ausgewertet und diskutiert. Zuerst wird auf die Druckfestigkeiten der verfüllten Bauteile eingegangen. Hierzu werden die relativen Druckfestigkeiten und die Absolutwerte mit Bemessungswerten aus den Richtlinien und Normen (vgl. Kapitel 4) dargestellt und verglichen. Auf Basis der Verfüllversuche aus Kapitel 8 wird ein Variationskoeffizient zur Übertragung von Labor- auf Bauteilwerte hergeleitet. Anhand der Materialcharakterisierung aus Kapitel 5 wird ein Variationskoeffizient für die Materialeigenschaften von Grout-Materialien bestimmt. Diese dienen zur Berechnung eines Teilsicherheitsbeiwertes nach der in Kapitel 4 hergeleiteten Gleichung. Hieraus ergibt sich ein Vorschlag für γ_c für verfülltes Grout-Material in Grouted Joints.

Weiter werden anhand der Ergebnisse aus Kapitel 9 Zugfestigkeiten im Bauteil abgeschätzt und ein Abschätzen des E-Moduls in unterschiedlichen Lastbereichen auf Basis der Last-Verformungskurven diskutiert.

Zum Abschätzen der Spaltzugfestigkeit im Bauteil wird eine Übertragungsfunktion aufgestellt. Unter Zuhilfenahme dieser Übertragungsfunktion werden Abminderungen aus Regelwerken mit den abgeschätzten relativen Zugfestigkeiten aus den Bauteilen verglichen. Abschließend werden die abgeschätzten Absolutwerte im Vergleich zu Bemessungswerten diskutiert.

Die Last-Verformungskurven werden analog zum stabilisierten und anfänglichem E-Modul ausgewertet, um die Steifigkeiten im Bereich von Schubrippen abzuschätzen. Weiterführend werden die Steifigkeiten in den bemessungsrelevanten Bereichen untersucht. Die Steifigkeiten werden mit dem stabilisierten E-Modul sowie mit den Bemessungswerten verglichen. Ihre Einordnung wird diskutiert.

Kapitel 11 fasst die Erkenntnisse der Arbeit zusammen und Kapitel 12 schließt die Arbeit mit einem Ausblick auf sinnvolle weitergehende Untersuchungen ab.

Im Anhang A sind die relevanten Ergebnisse der Materialcharakterisierung zusammenfassend mit den statistischen Kenngrößen aufgelistet. Anhang B beschreibt die verwendeten Versuchseinrichtungen mit deren Einzelkomponenten. Im Anhang C werden die Ergebnisse der Verfüllversuche mit den zugehörigen Frisch- und Festmaterialkennwerten aus den Voruntersuchungen grafisch dargestellt. Anhang D beschreibt das Verfahren zur digitalen Bildbearbeitung für die Untersuchung der Gesteinskörnungsge-

halte innerhalb der Bauteile und beinhaltet die grafischen Darstellungen der Auswertungen. Anhang E beinhaltet alle relevanten Ergebnisse zu den Verfüllversuchen im Großversuchsstand und Anhang F stellt die vollständigen Last-Verformungskurven der geprüften Probekörper dar.

Übersichtlich lässt sich der Aufbau der Arbeit und die Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Arbeitsschritten Abbildung 1.4 entnehmen.

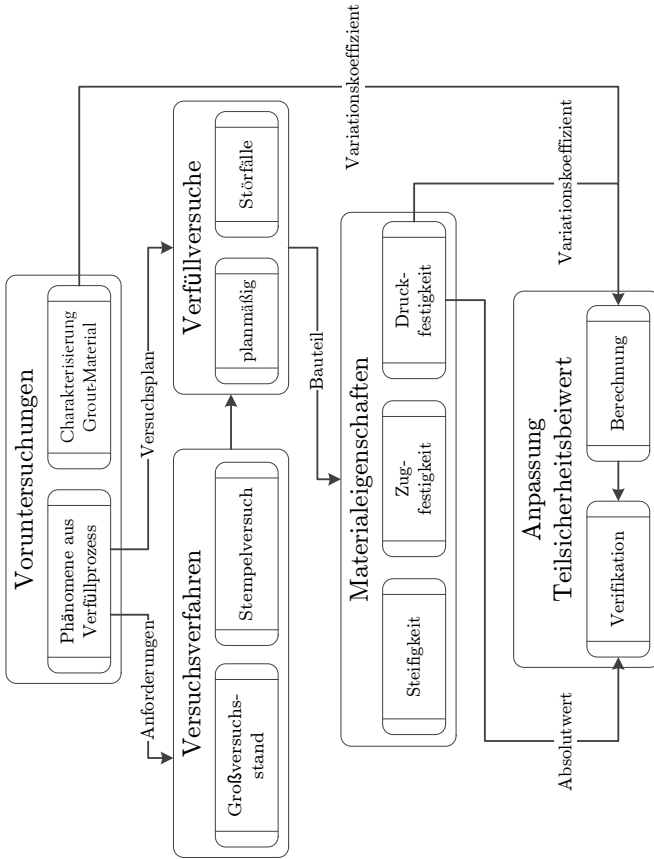


Abbildung 1.4: Aufbau der Arbeit und Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Arbeitsschritten

2 Grundlagen zu Grouted Joints

2.1 Einführung

Grouted Joints sind verfüllte Rohr-In-Rohr Steckverbindungen. Um zum Lastabtrag einen Kraftschluss zwischen den Rohren herzustellen wird der entstehende Spalt mit einem hydraulischen Bindemittel verfüllt. Ursprünglich wird diese Verbindungsart bei offshore Öl- und Gasplattformen eingesetzt, um die Tragstruktur am Meeresboden zu verankern. Die Tragstruktur wird am Meeresgrund durch Rammpfähle befestigt, welche durch Hülsen an der Tragstruktur geführt werden. Diese Hülsen und die Rammpfähle bilden eine Rohr-In-Rohr Steckverbindung aus. Nachdem der Spalt zwischen den Rohren verfüllt und das hydraulische Bindemittel erhärtet ist, wird diese Verbindung als Grouted Joint bezeichnet. Das Grout-Material überträgt dann die Wind- und Wellenbelastung sowie das Eigengewicht der aufgehenden Tragstruktur und der Turbine durch Kohäsion und Reibung. Zusätzlich werden i.d.R. in radialer und ggf. axialer Richtung Schubrippen auf die Rohre appliziert, um Schubverzahnungen zu schaffen und die Tragfähigkeit weiter zu erhöhen. Schubrippen werden zumeist als Schweißwülste oder angeschweißte Stahlprofile radial ausgeführt. In Abbildung 2.1 ist die Skizze eines Grouted Joint abgebildet.

Diese Verbindungsart eignet sich zudem zum Ausgleichen von Schiefstellungen, da sich die Spaltbreite flexibel einstellen lässt. Im direkten Vergleich zu Schweiß- und geschraubten Flanschverbindungen können Grouted Joints unter Wasser einfacher und kostengünstiger hergestellt werden. Ein Ausgleichen von Schiefstellungen ist insbesondere unter Wasser mit Schraub- und Flanschverbindungen erheblich erschwert.

Flanschverbindungen an den geramnten Rohren werden hauptsächlich oberhalb der Wasserwechselzone verwendet vgl. [GJGG14]. Es liegen derzeit aber noch keine Langzeiterfahrungen vor, ob und welche Auswirkungen der Rammprozess auf den Flansch hat. Zudem ist die Ermüdungsfestigkeit von den benötigten sehr großen HV-Schraubengarnituren Gegenstand der Forschung [SE16].

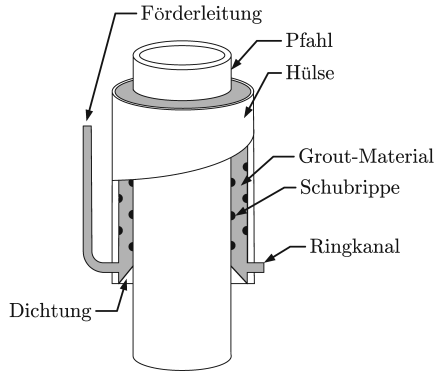


Abbildung 2.1: Skizze eines Grouted Joint

Vorteile bieten Grouted Joints auch gegenüber dem Swaging-Verfahren¹, da geringere Materialdicken des äußeren Stahlrohres benötigt werden vgl. [Sei07].

2.2 Anwendung bei OWEA

Zur Gründung von offshore Öl- und Gasplattformen werden zumeist Gruppen in sogenannten Batterien von Grouted Joints an den Hauptträgern der Plattform verwendet. Aufgrund des hohen Eigengewichts der Plattformen werden die Grouted Joints hauptsächlich axial belastet vgl. [And07]. Zusätzlich kann ein Gürtel von Grouted Joints um die ganze Tragstruktur verwendet werden, falls weitere Pfähle zum Lastabtrag benötigt werden vgl. [ED91].

Im Zuge der Installation wird zuerst die Tragstruktur mit den Hülsen abgesetzt, um danach Pfähle direkt durch die Hülsen in den Meeresboden zu rammen. Der verbleibende Spalt wird in der Regel mit einem Zementleim verfüllt, der auch als OPC bezeichnet wird. Um Redundanzen zu schaffen, werden bei statischen Nachweisen nicht immer alle Grouted Joints zum

¹Beim Swaging-Verfahren wird das ursprünglich dünnere innere Rohr der Steckverbindung mechanisch aufgeweitet bis eine kraftschlüssige Verbindung zum äußeren Rohr hergestellt ist. Die Lasten werden zumeist durch Kohäsion und Reibung übertragen und seltener durch zusätzliche Schubverzahnungen.

Lastabtrag angesetzt vgl. [WG96]. In geringen Wassertiefen wird teilweise durch die Rohre der Hauptstützen gerammt, um zusätzliche Hülsen zu sparen. Daraus ergeben sich allerdings sehr große Übergreifungslängen, da die Pfähle in den meisten Fällen nur bis zur Oberkante der Hauptstützen gerammt werden.

Grouted Joints für Tragstrukturen von OWEA werden hingegen einzeln ausgeführt, da dies für die deutlich leichteren Tragstrukturen ausreichend ist und zusätzlich Zeit und Kosten eingespart werden können. Sie befinden sich nur an den Hauptträgern der Tragstruktur. Diese Verbindungen sind somit nicht redundant.

Zur Steigerung der Tragfähigkeit kommen hochfeste Mörtel und hochfeste Feinkornbetone zum Einsatz. Hierdurch können die Übergreifungslängen verkürzt und die benötigten Stahlmengen minimiert und die gesamte Verbindung ökologisch optimiert werden vgl. [And07].

Grouted Joints für OWEA werden heutzutage grundsätzlich mit Schubrippen ausgeführt nachdem Schadensfälle an Grouted Joints ohne Schubrippen bekannt wurden vgl. [SLHLL10] [GHI11].

Im Gegensatz zu Öl- und Gasplattformen können Grouted Joints für OWEA vermehrt durch Momente und horizontale Kräfte belastet werden. Dies tritt aufgrund der vergleichsweise leichten Tragstrukturen und deren Aufbauten auf.

2.3 Konstruktionsarten

Grundsätzlich können Grouted Joints unter Wasser, in der Wasserwechselzone oder über Wasser eingesetzt werden. Die Konstruktionsarten mit Grouted Joints lassen sich grob in vier Arten einteilen, Monopiles, Jackets, Tripoden¹ und Tripiles². Hierbei werden Monopiles vorzugsweise bei niedrigen Wassertiefen, Tripiles und Tripoden bei mittleren und Jackets (z. T. auch Tripoden) bei größeren Wassertiefen eingesetzt. Die Gründungsstrukturen und die jeweilige Lage der Grouted Joints werden in Abbildung 2.2 abgebildet.

Bei allen Konstruktionen wird der entstehende Ringspalt zwischen den Rohren vom unteren Ende aus durch mehrere Einfüllöffnungen mit Grout-Material verfüllt. Diese Einfüllöffnungen sind untereinander mit einem

¹werden derzeit nicht ausgeführt

²wurden bisher nur einmalig im Offshore-Windpark BARD 1 verwendet

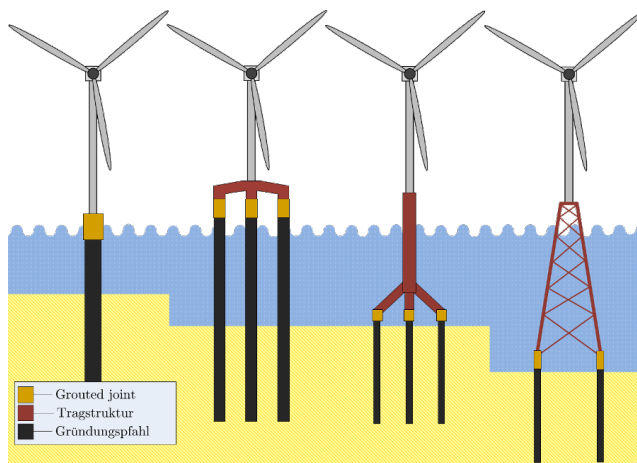


Abbildung 2.2: Alternative Gründungsstrukturen von OWEA (v.l.n.r): Monopile, Tripile, Tripod, Jacket

Ringkanal verbunden, an dem dann die Förderleitung für das Grout-Material angeschlossen wird. Eine Dichtung oder ein aufblasbarer Packer befindet sich am unteren Ende der Verbindung um den Spalt abzudichten d. h. einen Abfluss des Grout-Materials zu verhindern und den Druck des frischen Grout-Materials während der Erhärtungsphase aufzunehmen.

2.3.1 Monopiles

Die Gründungsart Monopile besteht aus einem einzigen geramnten Pfahl. Sie wird für Wassertiefen bis ca. 30 m wirtschaftlich eingesetzt vgl. [Ded09]. Für größere Wassertiefen werden so genannte XXL-Monopiles entwickelt, die derzeit bis Wassertiefen von ca. 41 m verwendet werden vgl. [Wei15], [SVvdS16]. Aufgrund der einfachen Herstellung können diese Konstruktionen auch trotz ihres hohen Gewichts wirtschaftlich sein. Oft liegen die Pfahldurchmesser bei mehr als 6 m vgl. [FdVR⁺12], [SS13]. Über den zuvor geramnten Pfahl wird in der Wasserwechselzone eine Hülse gestülpt, die später zusammen mit dem Pfahl den Grouted Joint ausbildet.

2.3.2 Tripiles

Tripiles bestehen aus drei Stahlpfählen und einem Dreibein zur Verbindung dieser Pfähle. Zuerst werden die Pfähle mittels einer Schablone in den Meeresboden gerammt, wobei die oberen Enden oberhalb der Wasseroberfläche verbleiben. Anschließend wird das Dreibein in die Pfähle gestellt. Bei diesem Verfahren befinden sich die Grouted Joints somit an der Wasseroberfläche.

2.3.3 Tripoden und Jackets

Tripoden bestehen aus großen Stahlrohren, die sich am Meeresboden zu einem Dreibein verzweigen. Sie werden üblicherweise für Wassertiefen größer als 30 m konstruiert. Hier befinden sich die Hülsen der Grouted Joints an den Auslegern des Dreibeins, die später mit den Pfählen die Grouted Joints ausbilden.

Jacket-Konstruktionen hingegen sind aufgelöste Stahlstrukturen. Auch sie werden für Wassertiefen größer als 30 m eingesetzt. An den Hauptträgern aus Stahl sind am unteren Ende Hülsen angeschlossen, also nah am Meeresgrund.

Jackets und Tripoden können auf zwei Arten am Meeresboden verankert werden. Die Struktur kann zuerst auf dem Meeresboden abgesetzt werden, um dann die Pfähle, geführt durch die Hülse, in den Meeresboden zu rammen. Hierbei entstehen geringe Spaltbreiten zwischen Pfahl- und Hülse. Alternativ kann eine Schablone zuerst auf den Meeresboden gelegt werden, um die Pfähle zuerst durch die Schablone zu rammen und die Tragstruktur später über oder in die Pfähle zu setzen. Aufgrund der höheren Ungenauigkeiten in der unterseeischen Positionierung der Pfähle sind die Spaltbreiten zwischen Pfahl und Hülse in der Regel größer vgl. [LW13b].

Für Jackets besteht eine weitere, aber seltene Ausführungsart. Sie wird ursprünglich bei Öl- und Gasplattformen in geringeren Wassertiefen eingesetzt. Hierbei werden die Gründungspfähle direkt durch die Rohre des Jackets gerammt vgl. [ED91]. Das obere Ende des Pfahls wird mit dem Jacket verschweißt. Die Schweißverbindung trägt die Lasten vollständig oder zumindest zum Teil ab. Der Spalt zwischen den Rohren wird grundsätzlich vollständig mit Grout-Material verfüllt. [Dep86]

Ein solches Verfahren wurde z. B. beim ersten Offshore-Windpark in den USA (Block Island) verwendet vgl. [Tet12].

2.3.4 Konverterplattformen

Konverterplattformen stellen eine Sonderkonstruktion von Jacketstrukturen dar. Hier werden Grouted Joints unter Wasser sowie über Wasser eingesetzt vgl. [LG14]. Das Jacket wird auf dem Meeresgrund abgesetzt und dort durch Grouted Joints mit den Gründungspfählen verbunden. Über Wasser können weitere Grouted Joints verwendet werden, um die Tragstruktur mit den Aufbauten der Station zu verbinden. Dies kann auch in mehreren Ebenen geschehen, was eine Vielzahl von Grouted Joints erforderlich macht.

2.4 Montage von Grouted Joints

Vor der Montage des Grouted Joint werden die Komponenten des Grout-Materials an Land trocken vorkonfektioniert und in große Säcke, sogenannte Big Bags, abgefüllt. Das Material wird dann auf einem Schiff bis zum Anmischen des Grout-Materials und Verfüllen des Grouted Joints vorgehalten. Dann werden zuerst Pfahl und Hülse zusammengeführt und ausgerichtet, um eine möglichst genaue horizontale Basis des Turms zu gewährleisten vgl. [GHI11].

Darauf folgend werden die beiden Rohre fixiert, um Relativverschiebungen zwischen den Rohren zu vermeiden. Diese Relativverschiebungen sind aufgrund von Wellen- und Windlasten möglich [TB85] und sollten auf ein Minimum herabgesetzt werden vgl. [Det11]. Es werden flexible und starre Pumpleitungen an den Ringkanal bzw. seine Zuleitung angeschlossen. Zur Schmierung der Leitungen wird eine Vorlaufmischung auf Basis eines hydraulischen Bindemittels benötigt vgl. [Nüb72]. Gefolgt von der Vorlaufmischung wird das mit Wasser angemischte Grout-Material in die Verbindung gepumpt, welches die Vorlaufmischung verdrängt. Die meisten Grout-Materialien benötigen zuvor einen Mischvorgang von ca. 8 Minuten Dauer. In der Regel werden Chargenmischer eingesetzt. Um einen unterbrechungsfreien Verfüllprozess zu gewährleisten, werden daher mindestens zwei Mischer zum Anmischen des Grout-Materials vorgehalten. Eine Kolbenpumpe wird dann wechselseitig von beiden Mixern beschickt. Der Verfüllprozess wird solange fortgeführt, bis nur noch tragfähiges Material die Verbindung an der Oberseite verlässt. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass möglichst wenig Vorlaufmischung und mit ihr vermisches

Grout-Material in der Verbindung verbleibt vgl. [Wer13]. Der Turm und die Antriebsgondel können auf die Unterstruktur gesetzt werden, wenn das Grout-Material die projektspezifisch benötigte Druckfestigkeit aufweist.

2.5 Qualitätssicherung

In der AWZ von Deutschland ist grundsätzlich eine „Zustimmung im Einzelfall“ (ZiE) nötig, in der auch die Qualitätssicherung des Grout-Materials geregelt wird vgl. [LSLH⁺13]. Diese ist zumeist an nationale Normen und Richtlinien angelehnt wie z.B. [DIN14a], [DIN12], [DIN11b], [Deu11] und [Huß12]. Die ZiE wird durch das BSH geprüft und erteilt vgl. [Fed07].

Die üblichen Prüfungen der Frischmaterialkennwerte wie Konsistenz, Materialtemperatur, Luftporengehalt und Rohdichte sind in der Regel nicht ausreichend und werden wie folgt ergänzt:

- Um Schwankungen oder Unkonformitäten des Grout-Materials auszuschließen, wird zumeist die Liefercharge vor dem Ausschiffen durch ein unabhängiges Prüfinstitut auf ihre Konformität geprüft und freigegeben. Hierdurch kann frühzeitig die Möglichkeit von späteren Materialfehlern in der Verbindung und von Störfällen während des Verfüllprozesses minimiert werden.
- Vor dem Start des Verfüllprozesses wird auf See in der Regel die Frischbetoneigenschaften der ersten Mischungen geprüft. Insbesondere wird auf Entmischungen des Grout-Materials geachtet, da diese zu einem Verstopfen der Leitungen führen kann (siehe Abschnitt 3.1.3).
- Die Überwachung wird meistens durch einen erfahrenen Betontechnologen durchgeführt, der die Pumpfähigkeit des Materials beurteilen kann. Hierbei wird insbesondere auf Entmischungen des Grout-Materials geachtet. Eine Sichtkontrolle wird, zusätzlich zu den Frischbetonprüfungen, permanent am Mischerauslauf und am Vorratsbehälter der Pumpe durchgeführt.
- Ein ausreichender Überlauf des Materials aus der Verbindung heraus sollte mittels Foto oder Video eines ferngesteuertem Mini-Unterseeboots (ROVs) nachgewiesen werden.

Zur Sicherstellung der Festmaterialeigenschaften werden zumeist Würfel mit 75 mm Kantenlänge als Probekörper angefertigt, deren Material während des Verfüllprozesses vor der Pumpe entnommen wird. Anhand dieser Probekörper wird die Druckfestigkeit des Grout-Materials zumindest nach 28 Tagen geprüft. Weitere Prüfungen nach 1, 2, 7, 56, 91 Tagen sind ebenfalls üblich. Auch eine Lagerung unter Umgebungsbedingungen kann gefordert sein, um Frühfestigkeiten abzuschätzen. Die Entmischungsstabilität wird mit so genannten Sedimentationsrohren nach der SVB-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [Deu12] geprüft. Nach dem Erhärten werden diese aufgetrennt und optisch durch Anschauung bewertet, ob es zu Entmischungen gekommen ist.

In der Regel wird die Qualitätssicherung durch einen qualifizierten und erfahrenen Betoningenieur überwacht, der eine ausreichende Qualifikation wie z. B. „Erweiterte Betontechnologische Kenntnisse (E-Schein)“ oder vergleichbare Qualifikationen wie im Betonbau für die Überwachungsklasse 3 gefordert vgl. [DIN12] aufweisen kann.

Schärfere Prüfungen sind in der Öl- und Gasindustrie nicht unüblich. Es kann z. B. eine Probennahme vom Überlauf gefordert sein oder eine Dichtebestimmung des austretenden Materials, um deren Qualität zu beurteilen vgl. [WG96].

3 Zur Eignung von Vergussmörteln und Feinkornbetonen für Offshore-Anwendungen

3.1 Anforderungen

Aufgrund der anspruchsvollen Exposition auf See müssen Vergussmörtel und Feinkornbetone zur Erstellung von Grouted Joints besondere Anforderungen erfüllen. Weiter dürfen grundsätzlich keine Materialfehler auftreten, da der Verfüllprozess nach dem Start nicht mehr abgebrochen werden kann, ohne eine Schädigung des Grouted Joints zu riskieren vgl. [WL14]. Die rauen Umweltbedingungen erfordern ein robustes anwendungssicheres Grout-Material in einem weiten Temperaturspektrum von ca. 2 °C bis ca. 30 °C vgl. [LLSW12]. Weiter sollte das Material beim Kontakt mit Wasser nicht entmischen vgl. [And07]. Voruntersuchungen des Autors zeigten allerdings, dass ein Vermischen des Grout-Materials mit Wasser trotz bisheriger Anstrengungen möglich ist vgl. [LW13b], [Wer13], [LW14].

Diese Anforderungen sind nur mit speziellen Hochleistungsmaterialien zu erreichen, die sich bereits im Grenzbereich der betontechnologischen Möglichkeiten bewegen vgl. [LG14].

3.1.1 Frischmaterialeigenschaften

Normale Betone und Mörtel werden nach dem Einbringen in die Schalung verdichtet, damit einerseits Luft entweichen kann und andererseits die Oberfläche nivelliert wird. Für Grouted Joints werden selbstverdichtende Mörtel und Feinkornbetone verwendet, da ein Verdichten auf See konstruktionsbedingt nicht möglich ist. Selbstverdichtende Betone und Mörtel neigen bei Bewegungen jedoch zum Entmischen bzw. Sedimentieren der groben Gesteinskörnung. Eine Bewegung des Materials durch Wind- und Wellenbelastung kann offshore nicht völlig ausgeschlossen werden vgl. [LCW14a], [LCW⁺15]. Daher werden hohe Anforderungen an die

Mischungsstabilität des Grout-Materials gelegt, um ein Entmischen oder Sedimentieren zu minimieren vgl. [LLSW12].

Desweiteren werden hohe Anforderungen an die Konsistenzhaltung und spezielle Anforderungen an das Ansteifverhalten gestellt, da Verfüllvorgänge 3 Stunden und länger dauern können. Der Zeitbedarf eines Verfüllprozesses ist primär durch das zu verfüllende Volumen bestimmt, da die Mischkapazität und die Krankapazität zum Beschicken der Mischer begrenzt sind. Dies gilt auch für die Leistung der Förderpumpe, die zum Verfüllen des Grouted Joints benötigt wird. Insbesondere bei Störfällen ist eine gutmütige Konsistenzhaltung wichtig.

3.1.2 Festmaterialeigenschaften

Grundsätzlich wird eine hohe Druckfestigkeit des Grout-Materials gefordert, um die Übergreifungslänge des Grouted Joints zu minimieren vgl. [AE10]. Die meisten Grout-Materialien für Offshoreanwendungen sind hochfeste Mörtel oder hochfeste Feinkornbetone und erfüllen diese Anforderung zielsicher. Zur Sicherstellung eines schnellen Baufortschritts wird zusätzlich eine hohe Frühfestigkeit gefordert. Hier sollte das Material nach 24 Stunden eine Druckfestigkeit von ca. 40 N/mm^2 erreichen vgl. [LLSW12]. Diese Anforderung sollte idealerweise auch im Winter bei niedrigen Umgebungstemperaturen sicher eingehalten werden.

Zusätzlich wird ein geringes Schwindmaß gefordert, um eine Rissbildung des Grout-Materials zu minimieren. Das Trocknungsschwinden ist unter Wasser nicht möglich und in der Wasserwechselzone oder über Wasser zu vernachlässigen. Dies gilt nicht für das autogene Schwinden, welches bei w/z -Werten unter 0,38 auftritt. Daher soll das autogene Schwindmaß möglichst gering sein. Derzeit gibt es jedoch keine konkreten Anforderungen daran. In der Praxis wird üblicherweise die Anforderung an das Gesamtschwindmaß gestellt, kleiner als 1 Promille zu verbleiben vgl. [LLSW12].

3.1.3 Pumpfähigkeit

Die Anforderungen an die Pumpfähigkeit sind gerade bei Verfüllvorgängen auf See sehr hoch, da die Länge der Rohr- und Schlauchleitungen bis zu 200 m und mehr erreichen kann. Aufgrund der engen Verarbeitungsfenster des Grout-Materials und des gewünschten schnellen Baufortschritts wird

der Mörtel möglichst zügig verfüllt. Hierbei steigt der erforderliche Pumpendruck linear zur Förderleitungslänge und zur Fördergeschwindigkeit an vgl. [Web62]. Flexible Schlauchleitungen erhöhen den Pumpendruck weiter [Ame82], müssen aber zumindest zwischen Errichterschiff und Tragstruktur eingesetzt werden, um die Relativbewegungen beider auszugleichen. Aus Kostengründen werden möglichst geringe Leitungsquerschnitte verwendet (50 mm - 100 mm vgl. [LLSW12]). Umso kleiner der Leitungsquerschnitt ist, desto höher ist der Pumpendruck. Zurzeit geht der Trend wieder hin zu größeren Querschnitten, um das Risiko verstopfter Leitungen zu minimieren. In der Regel ist ein Leitungsquerschnitt von 120 mm dazu ausreichend, da größere Querschnitte kaum noch einen Einfluss auf die Minderung des Pumpendrucks haben [Kai39]. Ein weiteres Hindernis bedeutet eine 90° steile Verbindung, die den Pumpendruck weiter erhöht vgl. [Nüb72]. Solch eine Verbindung wird oft am Übergang von der Förderleitung zum Ringkanal verwendet.

Da herkömmliche Kolbenpumpen für den Offshoreinsatz einen Druck von bis zu 70 bar erzeugen können, muss der erforderliche Druck unter diesem Wert verbleiben.

3.1.4 Temperaturentwicklung

Im Betonbau soll generell eine Temperaturdifferenz von ca. 20 °C zwischen dem Kern und dem Rand des Betonbauteils nicht überschritten werden, um eine Rissbildung aufgrund von Zwangsspannungen zu begrenzen. Nach dem Verfüllen des Grout-Materials in den Ringspalt wird das Material durch die kalten Stahlrohre abgekühlt bis die Hydratation einsetzt. Einerseits speichern die dickwandigen Stahlrohre die Temperatur, andererseits kühlt das umströmende Wasser die Stahlrohre kontinuierlich. Hierbei kann es zu hohen Temperaturunterschieden zwischen dem Kern des Grout-Materials und der Stahloberfläche kommen. Umso größer die Spaltbreiten werden, desto größer wird dieser Temperaturunterschied und damit die Neigung zur Rissbildung. Wie groß die Temperaturdifferenz werden darf, wird in Gutachten festgelegt.

Eine weitere Anforderung ist die maximale Temperatur des Grout-Materials während der Erhärtungsphase. Die Hydratationswärme sollte einen Wert von ca. 75 °C nicht überschreiten, um spätere Treiberscheinungen aufgrund von verspäteter Ettringitbildung zu unterbinden vgl. [GPW07]. Hierzu gehen die Meinungen in der Literatur auseinander. Nach

Babuskin et al [BMMP65] liegt die rechnerische Stabilitätsgrenze von Ettringit bei 90 °C. Im alkalischen Milieu kann diese allerdings auf ca. 50 °C absinken vgl. [SW01]. Ob spätere Treiberscheinungen in Grouted Joints einen negativen Effekt auf die Tragfähigkeit haben, ist bislang noch nicht geklärt. Auch positive Effekte durch einen erhöhten inneren Druck zwischen den Rohren sind durchaus vorstellbar vgl. [DEC83]. Auch die maximal zulässige Temperatur aus der Hydratationswärmentwicklung wird in Gutachten festgelegt.

3.2 Materialzusammensetzung

Handelsübliche Grout-Materialien für OWEA sind vorkonfektionierte hochfeste Mörtel und hochfeste Feinkornbetone. Sie werden zumeist trocken in sogenannten Big Bags geliefert und vor Ort mit Wasser angemischt. Diese Produkte haben einen hohen Mehlkorngelalt, der sich u. a. aus Zement mit einem hohen Blainwert und Microsilika zusammensetzt. Die genauen Zusammensetzungen sind nicht bekannt. Die folgenden Eckdaten treffen allerdings auf die meisten Hersteller zu.

Bevorzugt wird ein CEM I 52,5 R eingesetzt, um eine hohe Frühfestigkeit sicherzustellen. Der Zementgehalt wird etwa zwischen ca. 450 kg/m³ und ca. 900 kg/m³ liegen. Dies entspricht den Zementgehalten von hochfesten [KTZ01] und ultrahochfesten Betonen [FST+05].

Der w/z-Wert wird demnach zwischen 0,20 und 0,35 liegen, da dies ebenfalls typisch für hochfeste und ultrahochfeste Betone ist [KTZ01].

Die hohe Fließfähigkeit und die selbstverdichtenden Eigenschaften werden durch Fließmittel in trockener Form erzeugt. Die Hersteller verwenden hier unterschiedliche Fließmittel wahrscheinlich auf Basis von Polycarboxylatether (PCE). Fließmittel auf Basis von PCE haben eine höhere verflüssigende Wirkung und eine bessere Konsistenzhaltung im Vergleich zu anderen Fließmitteln [CK97]. Bereits 2003 hielten PCEs einen überwiegenden Marktanteil im Bereich der selbstverdichtenden Betone und in der Fertigteilindustrie [Dra03]. Die verflüssigende Wirkung von PCE kann sich je nach Fließmittel bei tieferen oder bei höheren Temperaturen verstärken [SBKM13]. Aus diesem Grund muss beim Anmischen des Grout-Materials auf die Umgebungstemperatur geachtet werden, um die Wasserzugabe entsprechend anpassen zu können.

Weiter wird die hohe Fließfähigkeit mit einer optimierten Kornzusam-

menetzung unterstützt. Das Größtkorn liegt hier zumeist zwischen 3 mm und 5 mm. Als Gesteinskörnung werden Sande, Splitt oder Mischungen aus Sand und Splitt eingesetzt.

Aufgrund der zumeist natürlichen Ausgangsstoffe können die Produkte chargenweise Unterschiede aufweisen. Diese Unterschiede wirken sich hauptsächlich auf den Wasseranspruch des Grout-Materials aus. Hierzu wird in der Mischanleitung des Materials kein fester Wert für die Wasserzugabe angegeben, sondern ein Bereich. Die Spanne des Bereichs bewegt sich in der Regel zwischen 0,5% und 1,0% bezogen auf den Feststoff.

Die Wasserzugabe liegt bei den unterschiedlichen Herstellern in dem Bereich von 6% bis 9% bezogen auf den Feststoff. Als Zugabewasser wird Süßwasser ohne eine weitere Spezifizierung gefordert.

Aufgrund der Materialzusammensetzung sind Grout-Materialien grundsätzlich schwierig über lange Strecken zu Pumpen vgl. [Web62], [Neu12a], [Neu12b]. Die Ausgangsstoffe müssen sehr genau aufeinander abgestimmt sein, um die Pumpfähigkeit über lange Strecken zu gewährleisten. Daher sind Grout-Materialien sehr spezielle Produkte, die empfindlich gegenüber Umwelteinflüssen wie auch auf Ausgangsstoffschwankungen reagieren.

4 Angewandte Normen und Richtlinien für Offshore-Bauwerke

Zur Bemessung von Grouted Joints werden unterschiedliche Normen und Richtlinien herangezogen, welche bis auf eine Ausnahme nicht für OWEA konzipiert wurden. Es finden Richtlinien und eine Norm aus dem Bereich der Erdöl- und Erdgasindustrie Anwendung aber auch Normen aus dem konstruktiven Ingenieurbau. OWEA werden explizit nur in einer Richtlinie behandelt.

Nachfolgend werden die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte, Abminderungsfaktoren sowie die Sicherheitsfaktoren aus den Normen und Richtlinien erläutert. Es wird weiter auf verfügbare Bemessungswerte für das Grout-Material eingegangen.

Im Rahmen der Diskussion der Versuchsergebnisse sollen die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte und Abminderungsfaktoren wieder aufgegriffen und mit den neu gewonnenen Erkenntnissen aus den Versuchen verglichen und diskutiert werden.

4.1 DIN EN 1992: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken

In der AWZ gelten für den Bau von OWEA nationale Richtlinien des Hoch- und Ingenieurbaus wie die DIN EN 1992 [Bun15]. Diese Norm, auch als Eurocode 2 bezeichnet, basiert auf einem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept. Für die Einwirkungsseite werden die Kenngrößen durch Teilsicherheitsbeiwerte erhöht und für die Widerstandsseite abgemindert. Der Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite wird allgemein mit γ_m bezeichnet. Für Beton im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) ergibt sich ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,5$ vgl. [DIN11b].

4.1.1 Herleitung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c für Beton

Dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_c = 1,5$ für den GZT liegt ein Zuverlässigkeitsindex β von 3,83 für eine Lebensdauer von 50 Jahren nach DIN EN 1990 [DIN10a] zugrunde. Zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} wird der 5%-Quantilwert aus der Verteilung der Betondruckfestigkeiten verwendet. Hierzu werden Probekörper in Form von Zylindern (150 mm/300 mm) oder Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm verwendet.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_c oder allgemeiner γ_m kann nach König und Ahner [KA00] nach Gleichung 4.1 hergeleitet werden.

$$\gamma_M = \exp[(\alpha_L \cdot \beta - 1,645) \cdot V_{Rf_c}] = 1,26 \quad (4.1)$$

mit

$\alpha_L = 0,8$: Linearfaktor des Widerstands

$\beta = 3,83$: Zuverlässigkeitsindex für 50 Jahre

Der Wert 1,645 wird für die Anpassung auf den 5% Quantilwert für eine Normalverteilung verwendet. V_{Rf_c} stellt den Variationskoeffizienten dar, der sich nach Gleichung 4.2 auflgliedern lässt vgl. [KA00].

$$V_{Rf_c} = \sqrt{V_M^2 + V_G^2 + V_{f_c}^2} \quad (4.2)$$

mit

$V_{f_c} = 0,15$: Variationskoeffizient der Materialeigenschaften

$V_M = 0,05$: Variationskoeffizient für Modellunsicherheiten

$V_G = 0,05$: Variationskoeffizient für geometrische Parameter

Statistische Auswertungen von Betondruckfestigkeiten aus Transportbetonwerken nach König et al [KSJ98] stützen die Anwendbarkeit der Gleichung 4.1.

Die Gleichung beinhaltet noch keinen Übertragungskoeffizienten von Laborwerten auf Bauteilwerte. Zu diesem Thema haben Bartlett und MacGregor [BM96] umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Hierbei konnte eine geringere Festigkeit im Bauwerk im Vergleich zu den Werten der Qualitätsüberwachung festgestellt werden. Die Druckfestigkeit in den geprüften Bauwerken betrug ca. 85% der Druckfestigkeit der Probekörper.

Dies angewendet auf den Teilsicherheitsbeiwert nach Gleichung 4.3 ergibt $\gamma_c \approx 1,5$.

$$\gamma_c = \frac{\gamma_M}{0,85} = 1,48 \approx 1,5 \quad (4.3)$$

4.1.2 Bestimmung des Variationskoeffizienten zur Übertragung von Labor- zu Bauteilwerten

Unter Annahme der Herleitung des Teilsicherheitsbeiwertes von Beton nach König und Ahners kann ein Variationskoeffizient zur Übertragung vom Labor zum Bauteil berechnet werden. Nach Hansen [Han04] kann der Variationskoeffizient der Widerstandsseite auch nach Gleichung 4.4 angenommen werden.

$$V_R = \sqrt{V_m^2 + V_{St}^2 + V_a^2 + V_\eta^2} \quad (4.4)$$

Der Variationskoeffizient V_m bezieht sich auf die Festigkeit, V_{St} auf das Widerstandsmodell, V_a auf die Geometrie und der Variationskoeffizient V_η bezieht sich auf die Übertragung.

Nach Substitution von V_{Rfc} durch V_R in Gleichung 4.1 ergibt sich Gleichung 4.5.

$$\gamma_c = \exp \left[(\alpha_L \cdot \beta - 1,645) \cdot \sqrt{V_m^2 + V_{St}^2 + V_a^2 + V_\eta^2} \right] \quad (4.5)$$

mit

$V_m = 0,15$: Variationskoeffizient der Materialeigenschaften

$V_{St} = 0,05$: Variationskoeffizient für Modellunsicherheiten

$V_a = 0,05$: Variationskoeffizient für geometrische Parameter

Mit $\gamma_c = 1,5$ kann der Variationskoeffizient V_η zu 0,23 bestimmt werden. V_η beschreibt somit indirekt den Unterschied zwischen Labor- und Bauteilwerten.

Anhand der nachfolgenden Versuche kann der Wert von V_η mit dem Variationskoeffizienten aus den Versuchen verglichen und diskutiert werden. Ein Variationskoeffizient der Materialeigenschaften V_m kann speziell für Grout-Material auf Grundlage der folgenden Untersuchungen ebenfalls vorgeschlagen werden.

4.1.3 Bemessungswerte

Der Materialkennwert der Druckfestigkeit wird zur Bemessung nach Gleichung 4.6 berechnet. Hierbei beinhaltet der Abminderungsfaktor α_{cc} den Einfluss von Langzeitauswirkungen und ungünstigen Auswirkungen aus der Art der Belastungen [DIN11b]. Nach Zilch und Zehetmaier beinhaltet α_{cc} auch die Abweichung zwischen Zylinderdruckfestigkeit und einaxialer Druckfestigkeit im Bauteil [ZZ10]. Dieser Beiwert ist nach dem nationalen Anhang geregelt, wobei der empfohlene Wert 1,0 entspricht (in der AWZ: $\alpha_{cc} = 0,85$).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.6)$$

Zur Berechnung der Betonzugfestigkeit wird die zentrische Zugfestigkeit verwendet. Alternativ darf auch die Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6 verwendet und nach Gleichung 4.7 abgemindert werden.

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (4.7)$$

Wie bei der Bestimmung der Druckfestigkeit wird der 5%-Quantilwert für die charakteristische Zugfestigkeit verwendet und mit den Abminderungsfaktor α_{ct} reduziert (Gleichung 4.8). α_{ct} richtet sich nach dem nationalen Anhang oder nach dem empfohlenem Wert von 1,0 (in der AWZ: $\alpha_{ct} = 0,85$).

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (4.8)$$

Ein analytischer Zusammenhang zwischen Druck und Zugfestigkeit lässt die Bestimmung von f_{ctk} nach den Gleichung 4.9 zu.

$$\begin{aligned} f_{ctk;0,05} &= 0,7 \cdot f_{ctm} & (4.9) \\ f_{ctm} &= 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq C50/60 \\ f_{ctm} &= 2,12 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right] > C50/60 \end{aligned}$$

Der Elastizitätsmodul wird anhand von Betonzylindern (150 mm/300 mm) geprüft. Hierbei wird die Steigung der Sekante im Bereich von $\sigma = 0$ bis $\sigma = 0,4 \cdot f_{cm}$ betrachtet (Gleichung 4.11). Der Bemessungswert wird nach Gleichung 4.10 bestimmt. γ_{CE} ist dem nationalen Anhang zu entnehmen oder es kann der empfohlene Wert von 1,2 verwendet werden (in der AWZ: $\gamma_{CE} = 1,5$).

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad (4.10)$$

Eine analytische Bestimmung ist nach Gleichung 4.11 möglich.

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (4.11)$$
$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

4.2 Normen und Richtlinien für Offshore-Bauwerke

Zur Bemessung von Grouted Joints kann die internationale Norm für gegründete Stahlplattformen der Erdöl- und Erdgasindustrie DIN EN ISO 19902 herangezogen werden. Weitere Organisationen wie NORSOK standards (NORSOK) oder das American Petroleum Institute (API) entwickeln ergänzende Regelwerke für die Erdöl- und Erdgasindustrie. Spezielle Regelwerke für OWEA werden durch den Zertifizierer DNV GL publiziert. In der AWZ kommen die Regeln des BSH [Bun15] zur Anwendung [LSLH⁺13].

4.2.1 DIN EN ISO 19902

Die DIN EN ISO 19902 [DIN14b] verwendet einen Teilsicherheitsbeiwert für die Tragfähigkeit des Grouted Joints aber keinen speziellen Teilsicherheitsbeiwert für das Grout-Material. Ursprünglich basieren die verwendeten Bemessungsformeln für den Grouted Joint auf umfangreiche Versuchsreihen aus den späten 70er und den 80er Jahren [Lot13]. Hieraus begründen sich auch die geometrischen und materiellen Anwendungsgrenzen. Ein

Teil dieser Versuche wird von Krahl und Karsan [KK85] und Tebbett and Billington [TB85] beschrieben.

Im Rahmen der Umstellung der Norm ISO 13819-2 [Ame95] zur DIN EN ISO 19902 wurden die bekannten empirischen Bemessungsformeln mit der bekannten Datenbasis von Tragfähigkeitsuntersuchungen an Grouted Joints verglichen. Als Resultat wurden Bemessungsformeln gewählt, die einen Sicherheitsindex von $\beta = 3,8$ für einen Zeitraum von 20 Jahren erfüllen [HBB⁺96]. Die Formeln werden mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{R,g} = 2$ beaufschlagt. Nach Gleichung 4.12 ergibt sich die Bemessungstragfähigkeit des Grouted Joints f_d . In der Gleichung wird für f_g der jeweils kleinere Wert von $f_{g,sliding}$ (Gleichung 4.13) oder $f_{g,shear}$ (Gleichung 4.14) angenommen. Der Abminderungsfaktor k_{red} bildet den Einfluss von Bewegungen während der anfänglichen Erhärtungsphase des Grout-Materials ab.

$$f_d = \frac{f_g \cdot k_{red}}{\gamma_{R,g}} \quad (4.12)$$

$$f_{g,sliding} = C_p \cdot \left[2 + 140 \cdot \left(\frac{h}{s} \right)^{0,8} \right] \cdot K^{0,6} \cdot f_{cu}^{0,3} \quad (4.13)$$

$$f_{g,shear} = \left[0,75 - 1,4 \cdot \left(\frac{h}{s} \right) \right] \cdot f_{cu}^{0,5} \quad (4.14)$$

mit

s: Abstand zwischen den Schubrippen

h: Höhe der Schubrippen

f_{cu} : charakteristische Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen¹

C_p : Skalierungsfaktor für den Pile².

$k_{red} = 1$ für Relativbewegungen $\leq 0,035\%$ von D_p ³

$$K = \left[\left(\frac{D_p}{t_p} \right) + \left(\frac{D_S}{t_S} \right) \right]^{-1} + \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{D_g}{t_g} \right)^{-1} \quad (4.15)$$

$$m = \frac{E_s}{E_g}$$

¹ anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm

² Der Faktor ergibt sich für Rohre mit einem Durchmesser größer 1000 mm zu $C_p = 1$.

³ sonst $k_{red} = 1,0 - 0,1 \cdot \left(\frac{h}{s} \right) \cdot f_{cu}$ für 0,035% bis 0,35% von D_p und $\frac{h}{s} \leq 0,06$

mit

E_s : Elastizitätsmodul des Stahls

E_g : Elastizitätsmodul des Grout-Materials

D_* : Durchmesser

t_* : Materialdicke

Indizes p, s, g: Pile, Sleeve, Grout-Material

Die Anwendbarkeit ist begrenzt auf Druckfestigkeiten des Grout-Materials von 20 N/mm² bis 80 N/mm² .

4.2.2 Richtlinien des DNV GL

Vor dem Zusammenschluss des Zertifizierers Det Norske Veritas (DNV) und des Germanischen Lloyds (GL) wurden jeweils eigenständige Richtlinien für OWEA entwickelt. Folgend werden zuerst die Richtlinien vor dem Zusammenschluss vorgestellt, um Unterschiede zur aktuellen Richtlinie herauszuarbeiten.

4.2.2.1 DNV-OS-J101 und DNV-OS-C502

Die Richtlinie DNV-OS-J101 [Det14] verwendete den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,5$ und einen Abminderungsfaktor für das verfüllte Grout-Materialien nach Gleichung 4.16. Hierbei wurde auf die gültige Richtlinie DNV-OS-C502 [Det12] verwiesen.

$$f_{cn} = f_{cck} \cdot \left(1 - \frac{f_{cck}}{600}\right) \quad (4.16)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_m} \quad (4.17)$$

mit

f_{cck} : charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tage

Der Bemessungswert wurde nach Gleichung 4.17 berechnet.

Vom DNV wurden in der Richtlinie DNV-OS-J101 auch empirische Bemessungsregeln angeboten, die sich innerhalb der Konstruktionsarten

unterschieden. Exemplarisch werden die Bemessungsformeln für einen zylindrischen Grouted Joint mit Schubrippen und nachträglich gerammten Pfahl vorgestellt.

Gleichung 4.18 mit Gleichung 4.19 ergibt die Tragfähigkeit einer Schubrippe wobei Gleichung 4.20 nicht überschritten werden darf.

$$f_{bk} = \left[\frac{800}{D_P} + 140 \cdot \left(\frac{h}{s} \right)^{0,8} \right] \cdot k^{0,6} \cdot f_{ck}^{0,3} \quad (4.18)$$

mit

D_P : Durchmesser Pile

f_{ck} : charakteristische Druckfestigkeit¹

$$k = \left[\left(\frac{2 \cdot R_p}{t_p} \right) + \left(\frac{2 \cdot R_S}{t_S} \right) \right]^{-1} + \left(\frac{E_g}{E} \right) \cdot \left[\frac{(2 \cdot R_S - 2 \cdot t_S)}{t_g} \right]^{-1} \quad (4.19)$$

mit

R_p : äußerer Radius des Piles

t_p : Blechdicke Pile

R_S : äußere Radius Sleeve

t_S : Blechdicke Sleeve

t_g : Schichtdicke Grout-Material

E : E-Modul Stahl

E_g : E-Modul Grout-Material

$$f_{bk} = \left[0,75 - 1,4 \cdot \left(\frac{h}{s} \right) \right] \cdot f_{ck}^{0,5} \quad (4.20)$$

Hieraus ergibt sich nach Gleichung 4.21 der Bemessungswert für die Tragfähigkeit einer Schubrippe mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 2,0$.

$$F_{V1Shkcap} = f_{bk} s \quad (4.21)$$

$$F_{V1Shkcap,d} = \frac{F_{V1Shkcap}}{\gamma_m}$$

Das Zustandekommen der Teilsicherheitsbeiwerte und des Abminderungsfaktors wurde in der Richtlinie nicht weiter beschrieben. Es wird allerdings

¹ anhand eines Würfels mit einer Kantenlänge von 75 mm

von der Annahme einer niedrigeren Sicherheitsklasse im Vergleich zu Richtlinien der Erdöl- und Erdgasindustrie berichtet [Fel04] und von umfangreichen numerischen und experimentellen Untersuchungen [LSBL12][Lot13].

4.2.2.2 GL-IV und GL-TN

Die Richtlinie GL-IV „Guidline for the Certification of Offshore Wind Turbines“ [Ger12] mit der GL Technical Note „Certification of Grouted Connections for Offshore Wind Turbines“ [Ger13] verwendeten ebenfalls einen Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_m = 1,5$ für das Grout-Material der durch einen Faktor γ'_C erhöht und nach Gleichung 4.22 berechnet wurde. Diese Gleichung konnte in DIN 1045-1 [DIN01] gefunden werden und berücksichtigt höhere Streuungen der Materialeigenschaften von Betonen der Festigkeitsklassen $\geq C55/67$. Dies wurde mit einer höheren Empfindlichkeit der Rezepturen von hochfesten Betonen gegenüber Normalbetonen begründet [Deu03]. Zusätzlich wurde ein Abminderungsfaktor für den Einfluss der Offshorebedingungen $\gamma_{offshore} = 1,1$ [Ger13] eingeführt (Gleichung 4.23).

$$\gamma'_C = \frac{1}{1,1 - \frac{f_{ck}}{500}} \geq 1 \quad (4.22)$$

$$f_{ck,insitu} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{offshore}} \quad (4.23)$$

Der Bemessungswert bestimmte sich nach Gleichung 4.24.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck,insitu}}{\gamma_m \gamma'_c} \quad (4.24)$$

mit

f_{ck} : Druckfestigkeit nach 28 Tagen¹

4.2.2.3 DNVGL-ST-0126 und DNV-OS-C502

Nach dem Zusammenschluss des DNV und des GLs zum Zertifizierer DNV GL im Jahre 2013 wurde eine neue Richtlinie erarbeitet und 2016 veröffentlicht. Die Richtlinie DNVGL-ST-0126 „Support structures for wind turbines“ [DNV16] verwendet Teilsicherheitsbeiwerte, welche abhängig von

¹ anhand von Zylindern (150 mm/300 mm) oder Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm

der Konstruktionsart sind. Für zylindrische Grouted Joints mit Schubrippen wird ein $\gamma_m = 2$ gewählt und für konische Grouted Joints ein $\gamma_m = 1,5$. Zusätzlich wird ein Abminderungsfaktor nach DNV-OS-C502 verwendet, wobei f_{ck} und f_{cck} identisch sind. Dieser Abminderungsfaktor ist in Gleichung 4.25 integriert.

$$f_{cn} = f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{600}\right) \quad (4.25)$$

Der Bemessungswert f_{cd} wird nach Gleichung 4.26 berechnet.

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_m} \quad (4.26)$$

Die Zugfestigkeit des Grout-Materials wird mit Gleichung 4.27 nach DNV-OS-C502 bestimmt.

$$f_{tn} = f_{tk} \cdot \left(1 - \frac{f_{tk}}{25}\right)^{0,6} \quad (4.27)$$

Hierbei wird für f_{tk} die zentrische Zugfestigkeit verwendet. Die Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6 $f_{ct,sp}$ und die Biegezugfestigkeit nach DIN EN 196-1 R_f können nach Gleichung 4.28 und 4.29 umgerechnet werden.

$$f_{tk} = 0,8 \cdot f_{ct,sp} \quad (4.28)$$

$$f_{tk} = 0,6 \cdot R_f \quad (4.29)$$

Der Bemessungswert wird nach Gleichung 4.30 bestimmt.

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_m} \quad (4.30)$$

Zur Abschätzung des E-Moduls kann Gleichung 4.31 nach DNV-OS-C502 verwendet werden. Zur Bemessung wird der Teilsicherheitsbeiwert γ_c verwendet (Gleichung 4.32).

$$E_{cn} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cck}}{10}\right)^{0,3} \quad (4.31)$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cn}}{\gamma_c} \quad (4.32)$$

Zu den genannten Bemessungswerten werden zur analytischen Lösung weiterhin die empirischen Bemessungsformeln aus der Vorgängerrichtlinie des DNV (DNV-OS-J101) verwendet.

Ein Grund für die Erhöhung des Teilsicherheitsbeiwerts für zylindrische Grouted Joints im Vergleich zur Richtlinie DNV-OS-J101 und zur Beibehaltung des Wertes für konische Verbindungen wird nicht genannt. Es scheint möglich, dass im Rahmen der Zusammenführung beider Richtlinien Gleichung 4.22 auf Druckfestigkeiten von handelsüblichen Grout-Material angewendet und der zustande gekommene Teilsicherheitsbeiwert aufgerundet wurde. Ein Aufrunden des entstandenen Teilsicherheitsbeiwertes würde das Verwerfen von $\gamma_{offshore}$ erklären. Hingegen wurde die Abminderungsfunktion des DNV übernommen. Somit wurde das Sicherheitsniveau von zylindrischen Grouted Joints weiter erhöht.

Die Grundlagen zur Berechnung der Teilsicherheitsbeiwerte und Abminderungsgleichungen sind dem Autor nicht bekannt.

4.2.3 NORSOK N-004

Die norwegische Richtlinie NORSOK N-004 [Sta13] verwendet zur Abminderung der Druckfestigkeit einen Teilsicherheitsbeiwert und einen Abminderungsfaktor. Zusätzlich wird die charakteristische Würfeldruckfestigkeit f_{ck} auf 80 N/mm^2 begrenzt. f_{ck} wird nach Gleichung 4.33 abgemindert.

$$f_{cN} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \cdot 0,85}{600} \right) \quad (4.33)$$

Der mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,5$ beaufschlagte Bemessungswert f_{cN} muss kleiner gleich der maximalen Spannung $\sigma_{I,Sd}$ aus Kontaktspannungen zwischen Stahl und Grout-Material sein (Gleichung 4.34).

$$\sigma_{I,Sd} \leq \frac{f_{cN}}{\gamma_M} \quad (4.34)$$

Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Grouted Joints werden empirische Formeln verwendet. Hier geht die charakteristische Druckfestigkeit in die

Gleichung 4.35 und 4.38 ein. Es wird ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 2,0$ für den GZT verwendet.

Für die Verwendung von spiralförmigen Schubrippen wird die Tragfähigkeit mit dem Faktor 0,75 abgemindert.

$$f_{bks} = \frac{C_I \cdot E}{C_f \cdot D_p} + C_P \cdot 140 \cdot \left(\frac{h}{s}\right)^{0,8} \cdot C_s^{0,6} \cdot f_{ck}^{0,3} \quad (4.35)$$

$$C_s = \left[\left(\frac{D_p}{t_p}\right) + \left(\frac{D_S}{t_S}\right) \right]^{-1} + \frac{1}{m} \left(\frac{D_g}{t_g}\right)^{-1} \quad (4.36)$$

$$C_f = \frac{D_p}{2 \cdot t_p} + \frac{2 \cdot m \cdot t_g}{D_p} + \frac{D_s}{2 \cdot t_s} \quad (4.37)$$

mit

h: Höhe der Schubrippe

s: Abstand der Schubrippen

E: Elastizitätsmodul des Stahls

C_p : Skalierungsfaktor für den Pile¹.

C_I : Oberflächenunebenheitskoeffizient = 0,084 mm

D_p : Durchmesser pile

D_S : Durchmesser Sleeve

D_g : Durchmesser Grout-Material

m: Faktor bzg. des E-Moduls zwischen Stahl und Grout-Material ²

t_* : Materialdicke

Indizes p, s, g: Pile, Sleeve, Grout

Hierbei darf das Ergebnis aus Gleichung 4.35 das Ergebnis aus Gleichung 4.38 nicht überschreiten.

$$f_{bkg} = \left[0,75 - 1,4 \cdot \left(\frac{h}{s}\right) \right] \cdot f_{ck}^{0,5} \quad (4.38)$$

Auch hier ist nicht bekannt, auf welchen Grundlagen der Teilsicherheitsbeiwert und die Abminderungsfunktion bestimmt wurde.

¹Der Faktor ergibt sich für Rohre mit einem Durchmesser größer 1000 mm zu $C_p = 1$.

²falls nicht bekannt mit 18 anzunehmen

4.2.4 API RP 2A-WSD

In der Richtlinie des API RP 2A-WSD werden unterschiedliche empirische Formeln für die Bemessung von Grouted Joints angeboten. Es werden lastfallabhängige Bemessungsformeln verwendet. Die zulässigen Spannungen f_{ba} werden nach den Gleichung 4.39 für normale Bedingungen und nach Gleichung 4.40 für extreme Bedingungen bestimmt. [Ame14]

$$f_{ba} = 138KPa + 0,5 \cdot f_{cu} \frac{h}{s} \quad (4.39)$$

$$f_{ba} = 184KPa + 0,67 \cdot f_{cu} \frac{h}{s} \quad (4.40)$$

mit

f_{cu} : Druckfestigkeit nach 28 Tagen¹

h: Höhe der Schubrippe

s: Abstand der Schubrippen

Gleichung 4.39 wurde auf Basis von 84 Versuchen an Grouted Joints ermittelt. Hierbei beträgt der mittlere Sicherheitsfaktor der Widerstandsseite 5,05 mit einer Standardabweichung von 0,326 und einem Sicherheitsindex β von 4,8 [KK85]. Abbildung 4.1 stellt die Ergebnisse der Versuche dar und die vorgeschlagene Bemessungsgleichung. Auf der x-Achse ist die charakteristische Druckfestigkeit multipliziert mit $\frac{h}{s}$ aufgetragen und auf der y-Achse die maximale axiale Verbundspannung der Verbindung.

Die Gleichung ist für den Druckfestigkeitsbereich von 17 MPa bis 110 MPa gültig.

Das API schlägt als Alternative zur Bemessung von Grouted Joints die ebenfalls empirischen Bemessungsformeln des britischen Department of Energy (DoE) [Dep84] vor (Gleichung 4.41).

$$f_{ba} = \frac{1}{6} \cdot K \cdot C_L \cdot \left(9 \cdot C_S + 1100 \cdot \frac{h}{s} \right) \cdot (f_{CU})^{1/2} \quad (4.41)$$

$$K = \frac{1}{m} \cdot \left(\frac{D}{t} \right)_g^{-1} + \left[\left(\frac{D}{t} \right)_p + \left(\frac{D}{t} \right)_s \right]^{-1}$$

¹anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 1 inch

mit

f_{CU} : charakteristische Druckfestigkeit¹

C_L : Längenkoeffizient nach DoE

C_S : Oberflächenkoeffizient nach DoE

h: minimales Auskragen der Schubrippen

s: Schubrippenabstand

m: Steifigkeitsverhältnis zwischen Stahl und Grout-Material

D: Außendurchmesser

t: Wanddicke

Indizes g, p, s: Grout, Pile, Sleeve

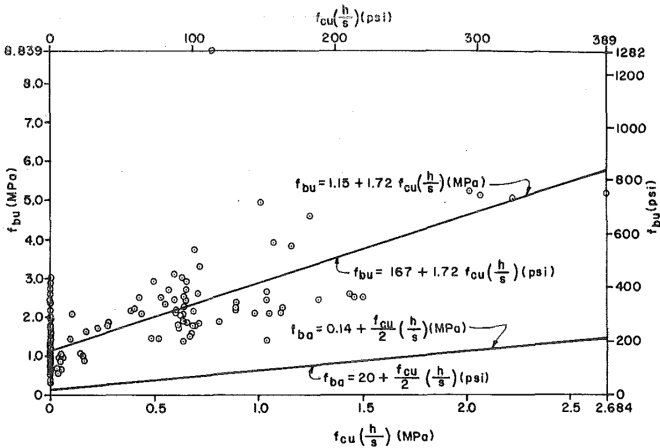


Abbildung 4.1: Versuchsergebnisse zur Tragfähigkeit von Grouted Joints [KK85]

Die Bemessungsformeln beinhalten einen globalen Sicherheitsfaktor von 6 [Hor96] für normale Bedingungen und einen globalen Sicherheitsfaktor von 4,5 für extreme Bedingungen [Dep84].

Hier ist anzumerken, dass im Jahre 2012 die Richtlinie des britischen DoE [Hea02] mit der Operation Notice 27 zurückgezogen wurde. Das britische DoE verweist derzeit auf die Norm DIN EN ISO 19902.

¹ anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm

Tabelle 4.1: Betrachtete Normen und Richtlinien und deren bekannte Kenngrößen

	γ^a	α^b	empirische Formel	β^c	V^d
DIN EN 1992	x	x	-	x	x
DIN EN ISO 19902	-	-	x^e	x	-
DNVGL-ST-126	x	x	x^f	-	-
NORSOK N-004	x	x	x	-	-
API RP 2A-WSD	-	-	x	x^g	-

^a materialbezogener Teilsicherheitsbeiwert

^b Abminderungsfaktor

^c Sicherheitsindex

^d Variationskoeffizient

^e empirische Formel auf Sicherheitsindex angepasst

^f optional

^g globaler Sicherheitsfaktor

4.2.5 Resümee

Die Normen und Richtlinien basieren auf unterschiedlichen Sicherheitskonzepten. Globale Sicherheitsfaktoren, semi-probabilistische Ansätze und Mischungen beider Konzepte kommen zur Anwendung. Die semiprobabilistischen Konzepte verwenden zu Teilsicherheitsbeiwerten zusätzlich Abminderungsfaktoren für die Materialkennwerte.

Tabelle 4.1 listet verwendete Kennwerte und Konzepte der betrachteten Normen und Richtlinien auf.

Die DIN EN 1992 verwendet ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept und materialbezogene Teilsicherheitsbeiwerte und Abminderungsfaktoren. Die Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_c = 1,5$ für Beton im GZT liegt ein Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ für eine Lebensdauer von 50 Jahren zugrunde.

Neben einem Teilsicherheitsbeiwert wird mit einem variablen, national regeltem, Abminderungsfaktor α_{cc} gearbeitet. Es werden Bemessungswerte für die Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und dem E-Modul zur Verfügung gestellt.

In den Richtlinien des DNV GL kommt ebenfalls ein semiprobabilisti-

sches Sicherheitskonzept zur Anwendung. Der Teilsicherheitsbeiwert für das Grout-Material γ_m wird hierbei konstruktionsbedingt zwischen 1,5 und 2,0 gewählt. Wie der Teilsicherheitsbeiwert berechnet wird, ist nicht bekannt. Zur Abminderung der Materialfestigkeit wird eine festigkeitsabhängige Formel verwendet. Eine empirische Grundlage ist zu vermuten.

Optional sind empirische Bemessungsformeln zur analytischen Lösung im Anhang zu finden.

Die Richtlinien bieten Bemessungswerte für die Druck-, Zugfestigkeit und für den E-Modul des Grout-Materials an.

Die internationale Norm DIN EN ISO 19902 verwendet zwar grundsätzlich ein semiprobabilistisches Sicherheitskonzept, es werden allerdings keine materialbezogenen Teilsicherheitsbeiwerte für das Grout-Material verwendet. Die Bemessung der Tragfähigkeit von Grouted Joints basiert auf empirischen Bemessungsformeln, die auf einen Sicherheitsindex $\beta = 3,8$ für eine Lebensdauer von 20 Jahren angepasst wurden. Die charakteristische Druckfestigkeit des Grout-Materials geht in diese Formeln ein. Die Tragfähigkeit wird mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,g} = 2,0$ beaufschlagt.

NORSOK verwendet eine Mischform beider Sicherheitskonzepte in seiner Richtlinie. Einerseits wird für die Druckfestigkeit des Grout-Materials ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,5$ angesetzt und eine Formel zur Abminderung der Druckfestigkeit. Andererseits werden empirische Formeln zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Grouted Joints verwendet. Hier kommt ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 2,0$ für den GZT zum Einsatz.

Auf empirische Bemessungsformeln für die Tragfähigkeit von Grouted Joints baut das API in seiner Richtlinie auf. Neben eigenen Bemessungsformeln verweist die Richtlinien auf empirische Bemessungsformeln des britischen DoE. In beide Bemessungsvorschläge geht die charakteristische Druckfestigkeit des Grout-Materials ein.

Die Berechnungsgrundlage der Teilsicherheitsbeiwerte, der Abminderungsfaktoren und teilweise der empirischen Bemessungsformeln ist nicht immer innerhalb der Regelwerke dokumentiert oder anderweitig veröffentlicht.

In die Bemessungskonzepte der Regelwerke fließen allerdings immer Materialkennwerte des Grout-Materials mit ein. Der Teilsicherheitsbeiwert und die Abminderungsfaktoren der semiprobabilistischen Konzepte können

anhand der Ergebnisse aus den nachfolgenden Versuchen verglichen werden.

Für die DIN EN 1992 konnte die Grundlage des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton hergeleitet werden. Weiter konnte aus der Herleitung des Teilsicherheitsbeiwertes der Variationskoeffizient für den Übertrag von Laborwerten zu Bauteilwerten $V_\eta = 0,23$ für $\gamma_c = 1,5$ indirekt bestimmt werden. Auf dieser Grundlage kann über einen Teilsicherheitsbeiwert für Grout-Material in Grouted Joints diskutiert werden.

5 Voruntersuchungen

Zur Entwicklung eines realitätsnahen Prüfverfahrens ist ein Anforderungskatalog für die konstruktive Durchbildung eines Prüfstandes nötig. Zusätzlich sind Voruntersuchungen nötig, um einen möglichst effizienten Versuchsplan aufzustellen, der bestmögliche Aussagen über die Materialeigenschaften von verfüllten Grout-Material liefert.

Die benötigten Voruntersuchungen sind grob in vier Teile unterteilt: Charakterisierung der Materialeigenschaften, Bereitstellung von Übertragungsfaktoren zwischen unterschiedlich geregelten Materialprüfungen, Verfüllversuche im Labormaßstab und das Herausarbeiten von maßgeblichen Störfällen während des Verfüllprozesses zur Aufstellung des Anforderungskatalogs an den Prüfstand und an Prüfverfahren.

Nach der Auswahl der Grout-Materialien wurden zuerst die Eigenschaften charakterisiert. Dies diente zum genaueren Deuten auftretender Phänomene. Die sich hieraus ergebende Datenbasis lieferte Vergleichs- und Referenzkennwerte für die spätere Auswertung der Verfüllversuche.

Die unterschiedlichen Normen und Richtlinien beziehen sich auf unterschiedliche Prüfverfahren zur Bestimmung von Festmaterial- und Frischmaterialkennwerten. Um die Unterschiede vergleichend betrachten zu können, wurde eine belastbare Datenbasis zur Umrechnung der Kennwerte geschaffen. Die Umrechnungsfaktoren wurden einerseits für die Auswertung der Versuchsergebnisse benötigt, andererseits können sie zusätzlich als Anknüpfungspunkt für weiterführende Forschungsvorhaben dienen.

Die Verfüllversuche im Labormaßstab sollten grundsätzliche Phänomene bezüglich der sich einstellenden Materialeigenschaften aufzeigen. Hierdurch ergab sich ein Anforderungskatalog für die Konstruktion eines Prüfstandes. Durch Simulationen von Störfällen während der Verfüllvorgänge sollten weitere Anforderungen an den Prüfstand gestellt werden, um die aufgezeigten Phänomene besser betrachten zu können. Aus diesen Ergebnissen leitete sich der Versuchsplan für die großskaligen Verfüllversuche ab.

Tabelle 5.1: Lufttemperaturbereich während der Herstellung

Material	Median [°C]	min. [°C]	max. [°C]
A	21,6	17,2	27,8
B	21,1	14,7	23,9
C	21,6	18,9	30,9
D	20,3	19,2	21,1
E	20,1	19,8	20,8

5.1 Verwendete Grout-Materialien

Für eigene Untersuchungen wurden 5 Grout-Materialien für Offshoreanwendungen ausgewählt. Dabei wurden drei Produkte intensiv und zwei weitere Produkte exemplarisch untersucht. Die Hauptmaterialien werden mit A, B und C bezeichnet. Materialien D und E sind die Bezeichnungen der exemplarisch untersuchten Zusammensetzungen. Alle Produkte werden vorkonfektioniert als Sackware oder in Big Bags vertrieben. Das Grout-Material wurde unter Zuhilfenahme eines Zwangsmischers mit Trinkwasser angemischt. Mit dieser Produktauswahl wurde ein großer Teil der im europäischen Raum erhältlichen Materialien abgedeckt.

5.2 Materialcharakterisierung

Die ausgewählten Grout-Materialien weisen im gegenseitigen Vergleich Unterschiede in den Frischmaterial- sowie in den Festmaterialeigenschaften auf. Nachfolgend werden typische Materialkennwerte der verwendeten Produkte vorgestellt. Diese Kennwerte wurden anhand von Grout-Materialien ermittelt, welche unter Labor- und Baustellenbedingungen hergestellt wurden. Die Wasserzugabemengen lagen hierbei innerhalb der Herstellerspezifikationen. Bei den Materialien A, B und C wurden die minimalen sowie die maximalen Wasserfeststoff-Werte (w/f-Werte) in die Versuche mit eingeschlossen. Die Lufttemperaturbereiche während der Materialherstellung sind in Tabelle 5.1 aufgelistet. Teilweise sind Temperaturunterschiede von bis zu 10 °C zu erkennen, die einen Einfluss auf das Materialverhalten haben können. Die Medianwerte der Temperatur lag allerdings im typischen Bereich von Laborklima.

5.2.1 Frischmaterialeigenschaften

Zur Charakterisierung der unterschiedlichen Grout-Materialien wurde die Konsistenz, die Viskosität, die Rohdichte im frischem Zustand sowie die Temperatur nach dem Anmischen betrachtet. Weiter war die Hydratationswärme von Interesse, um die entstehenden Temperaturen im späteren Bauwerk abschätzen zu können. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in Tabelle 5.2 und im Anhang A.1 ab Seite 243 zu finden. Die verwendeten Prüfverfahren und die Normen zu den Verfahren sind ebenfalls im Anhang A.1 zu finden.

Deutliche Unterschiede waren bzgl. der rheologischen Eigenschaften und bei den maximalen Hydratationswärmepertemperaturen zu erkennen. Hierbei unterschieden sich Material A und Material E um 120 mm im Setzfließmaß und Material A und Material D um 3,6 s in der t_{500} -Zeit. Material A besaß hier eine geringere Konsistenz und eine höhere Viskosität im Vergleich zu den anderen Materialien.

Die größten Unterschiede bei der Hydratationswärmeentwicklung konnten zwischen Material A und Material C festgestellt werden. Der Unterschied zwischen den Materialien lag hier bei 20°C. Material C erreichte 72°C im teiladiabaten Versuch.

Üblicherweise wird eine ausreichende Konsistenzhaltung über 300 min für Grout-Material gefordert. Dies wurde anhand des Setzfließmaßes für die Hauptmaterialien untersucht. Es wurden jeweils das Minimum und das Maximum des w/f-Wertes verwendet. Zwischen den Minimal- und Maximalwerten zeigten sich zum Teil größere Unterschiede. Material B und C waren mit den minimalen w/f-Werten nicht über 300 min verarbeitbar. Bei Material A war die höchste Konsistenzhaltung und bei Material C die geringste Konsistenzhaltung festzustellen. Abbildung 5.1 stellt die Konsistenzhaltung der Hauptmaterialien über die Zeit dar.

5.2.2 Festmaterialeigenschaften

Zur weiteren Charakterisierung der Grout-Materialien wurden die Druckfestigkeits- und Biegezugfestigkeitsentwicklung, die Festmaterialrohddichte und der Elastizitätsmodul bestimmt. Die verwendeten Probekörper wurden mit unterschiedlichen w/f-Werten aus unterschiedlichen Chargen hergestellt, um einen möglichst realitätsnahen Mittelwert zu erhalten. Im

Tabelle 5.2: Mittelwerte der Frischmaterialkennwerte

Material	Setzfließmaß	t_{500} -Zeit	LP-Gehalt	Frischmaterial- rohddichte	Frischmaterial- temperatur	Temperatur (teilladiabat)
-	[mm]	[s]	[%]	[kg/dm ³]	min. [°C]	max. [°C]
A	760	6,4	3,1	2,409	20,8	52,4
B	870	5,0	1,5	2,397	19,6	59,6
C	850	4,0	2,5	2,486	24,0	72,2
D	850	2,8	3,8	2,281	23,9	50,9
E	880	3,6	2,6	2,338	31,6	66,3
vgl. Tabelle	A.1	A.2	A.3	A.4	A.5	A.6

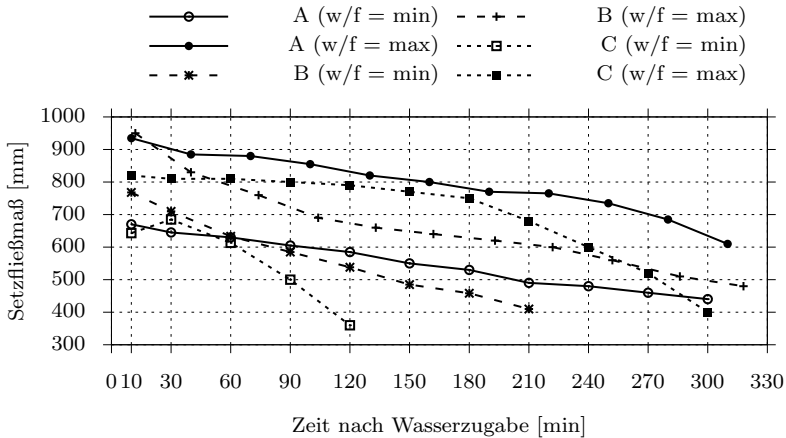


Abbildung 5.1: Konsistenzhaltung der Hauptmaterialien

Anhang A.2 ab Seite 248 sind die statistischen Kennwerte der gemittelten Ergebnisse zu finden sowie die Anzahl der Prüfungen.

5.2.2.1 Druckfestigkeitsentwicklung

In Abbildung 5.2 ist die Druckfestigkeit¹ über das Probekörperalter aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass Material A, B und C eine ähnliche Festigkeit nach 28 Tagen aufwiesen. Materialien D und E wiesen geringere Festigkeiten auf. Unterschiede können auch in der Festigkeitsentwicklung erkannt werden. Material C erreichte die höchste Frühfestigkeit hingegen Material D die niedrigste.

Die Druckfestigkeit nach 365 Tagen wurde für Material A, B, C und E bestimmt. Nach den Ergebnissen kann von einer weiteren Erhöhung der Festigkeit nach 28 Tagen bei allen Materialien ausgegangen werden. Anhand von Material A wurde exemplarisch die Druckfestigkeit nach 730 Tagen bestimmt. Hierbei konnte keine weitere signifikante Steigerung mehr festgestellt werden.

¹nach DIN EN 12390-3 [DIN09c]

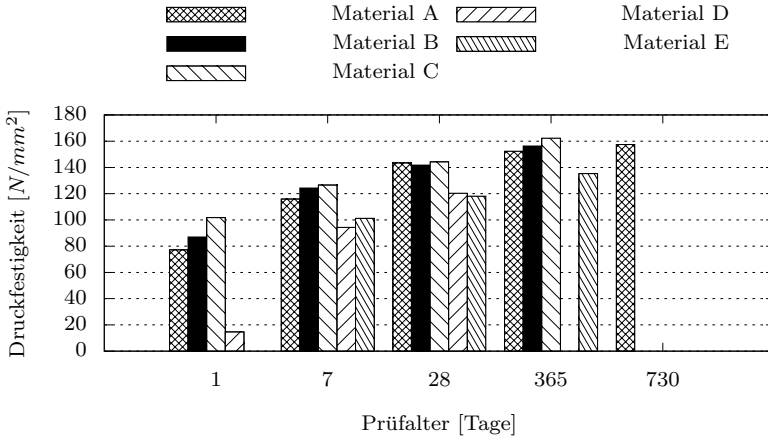


Abbildung 5.2: Entwicklung der Druckfestigkeit über die Zeit

5.2.2.2 Biegezugfestigkeitsentwicklung

Die Entwicklung der Biegezugfestigkeit¹ wies größere Unterschiede zwischen den Grout-Materialien auf (Abbildung 5.3). Nach 28 Tagen konnte anhand von Material A keine weitere Erhöhung der Biegezugfestigkeit erkannt werden, wobei die Biegezugfestigkeit bei Material B und C weiter anstieg. Die geringste Frühfestigkeit konnte bei Material D erkannt werden.

Material A, B, C und E zeigten tendenziell eine weitere Erhöhung der Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen. Der Abfall der Biegezugfestigkeit von Material E nach 365 Tagen deutete auf eine Vorschädigung des Prismensatzes hin. Exemplarisch wurde ein Prismensatz aus Material A nach 730 Tagen geprüft. Hier konnten keine weitere signifikante Steigerungen festgestellt werden. Hierbei ist die höhere Streuung bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit im Vergleich zur Druckfestigkeit zu beachten vgl. Tabelle A.9 Seite 250.

5.2.2.3 Elastizitätsmodul

Zur Bestimmung der stabilisierten Elastizitätsmoduln nach DIN EN 12390-13 [DIN14c] wurden zylindrische Probekörper mit einem

¹nach DIN EN 196-1 [DIN05]

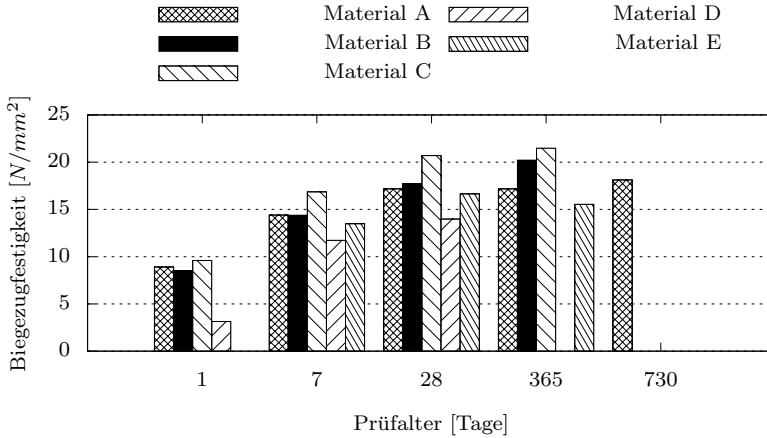


Abbildung 5.3: Entwicklung der Biegezugfestigkeit über die Zeit

Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm verwendet. Die Probekörper wurden nach 28 Tagen geprüft.

Zwischen Material A, C und D waren geringe Unterschiede festzustellen. Material B wies um 14% höhere Werte auf. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.3 aufgelistet.

Tabelle 5.3: Stabilisierter Elastizitätsmodul nach 28 Tagen

Material	$E_{C,S}$ [N/mm ²]
A	44000
B	50400
C	43300
D	44670
E	41900

5.2.3 Resümees

Alle Mörtel wiesen selbstverdichtende Eigenschaften auf mit ausgeprägten Konsistenzhaltungseigenschaften bei einem maximalen w/f-Wert. Unter Verwendung von minimalen w/f-Werten verkürzte sich die Konsistenzhaltung deutlich.

Die Druckfestigkeiten der Grout-Materialien lagen nach 28 Tagen alle über der charakteristischen Druckfestigkeit der Druckfestigkeitsklasse C100/115. Unüblich für Betone mit fein aufgemahlenem Portlandzement waren die Steigerungsraten der Druckfestigkeit nach 28 Tagen. Material A, B und C wiesen zudem hohe Frühfestigkeiten auf.

Zum Teil waren Biegezugfestigkeiten über den üblichen 10% der Druckfestigkeit zu verzeichnen. Auch hier deutete sich eine weitere Steigerung der Festigkeit nach 28 Tagen an.

Der stabilisierte E-Modul nach 28 Tagen lag bei allen Materialien über 43000 N/mm^2 und liegt damit im Bereich von hochfesten Betonen.

5.3 Faktoren zur Übertragbarkeit

Zur Charakterisierung der Grout-Materialien und zur Bemessung von Grouted Joints werden unterschiedliche Normen und Richtlinien angewendet. In diesen Regelwerken werden die Konsistenz und die Druckfestigkeit nach unterschiedlichen Verfahren bestimmt. Um die gewonnenen Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Arbeit besser in einen praktischen Kontext einordnen zu können, waren Übertragungsfaktoren für unterschiedliche Konsistenzprüfverfahren sowie für Probekörpergeometrien für die Druckfestigkeitsprüfungen erforderlich. In Tabelle 5.4 sind zum schnellen Überblick zur Anwendung etablierte Normen und Richtlinien, die unterschiedlichen Probekörpergeometrien zur Bestimmung der Druckfestigkeit zusammengestellt.

5.3.1 Konsistenz

Die Verwendung des Setzfließmaßes nach DIN EN 12350-8 zur Konsistenzprüfung hat sich in Offshore-Projekten, aufgrund der höheren Fehlertoleranz durch eine größere Probenmenge, als geeignet erwiesen. Teilweise wird in internationalen Projekten mittels einer Bronzeform nach ASTM

Tabelle 5.4: Probekörpergeometrien zur Bestimmung der Druckfestigkeit unterschiedlicher Normen und Richtlinien

Norm (Richtlinie) / Geometrie	Zylinder 150/300 mm	Prisma 40 * 40 * 160 mm	Würfel 50 mm	Würfel 75 mm	Würfel 100 mm	Würfel 150 mm
DIN EN ISO 19902	x					
DIN EN 1992	x				x ^a	x
DNVGL-ST-0126	x			x		
NORSOK N-004			x ^b	x ^b	x ^b	x ^b
API RP 2A-WSD			x			
DAfStb-Richtlinie ^c		x ^d				x ^e

^a Umrechnungsfaktor

^b Kantenlänge nicht angegeben

^c Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel [Deu11]

^d Vergussmörtel

^e Vergussbeton

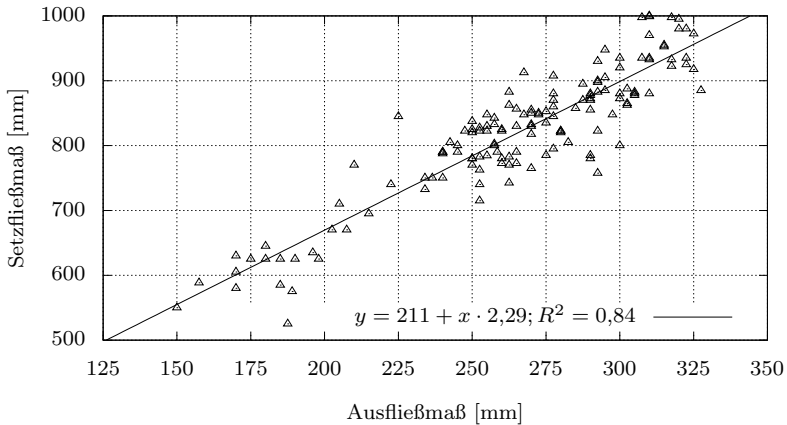


Abbildung 5.4: Korrelation zwischen Setzfließmaß und Ausfließmaß

C 230 [AST08] geprüft. Dieses Messverfahren ist dem Ausfließmaß (mini-slump) nach [Huß12] sehr ähnlich. Das Ausfließmaß unter Zuhilfenahme des „Hägermannkonus“ [DIN07b] eignet sich besonders für Tastversuche, da für den Test kleinere Mengen Mörtel benötigt werden.

Zur Bestimmung einer Korrelationsfunktion zwischen Setzfließmaß und Ausfließmaß wurden vom Verfasser umfangreiche Versuche durchgeführt. Hieraus ergibt sich Gleichung 5.1 mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,84$.

$$y = 211 + x \cdot 2,29 \tag{5.1}$$

mit

y = Setzfließmaß

x = Ausfließmaß

In Abbildung 5.4 sind die Prüfergebnisse dargestellt.

5.3.2 Druckfestigkeit

In der Literatur sind Korrelationsfaktoren für die Umrechnung von Probekörpergeometrien vorhanden [Sie06] [SFB13]. Es sind allerdings nicht alle

Tabelle 5.5: Umrechnungsfaktoren Druckfestigkeit

Geometrien	Umrechnungsfaktor ζ	Bestimmtheitsmaß R^2
$\frac{\text{Zylinder}_{150/300}}{\text{Würfel}_{75}}$	0,90	0,95
$\frac{\text{Zylinder}_{150/300}}{\text{Würfel}_{100}}$	0,92	0,92
$\frac{\text{Zylinder}_{150/300}}{\text{Würfel}_{150}}$	0,93	0,95
$\frac{\text{Prisma}}{\text{Würfel}_{75}}$	0,93	0,90
$\frac{\text{Prisma}}{\text{Prisma}}$	1,03	0,94

Geometrien abgebildet und der Prüfumfang zur statistischen Absicherung der Faktoren ist teilweise gering. Zudem wurde zumeist die Druckfestigkeit nach 28 Tagen zur Aufstellung der Faktoren verwendet. Dies schränkt die Anwendbarkeit über größere Festigkeitsbereiche und für Proben abweichender Prüfmuster weiter ein.

Um genauere Aussagen zu Umrechnungsfaktoren gewinnen zu können, wurden 50 eigene Chargen verprobt. Hierbei bedeutet Charge genau eine Mischung aus der jeweils alle aufgeführten Probekörpergeometrien hergestellt wurden. Jede Charge wurde zum gleichen Prüftermin geprüft, um einen Einfluss aus der Herstellung zu minimieren. Die Prüfung wurde an Material A-C im Bereich von ca. 10 N/mm² bis 160 N/mm² Druckfestigkeit durchgeführt, um das praktisch relevante Festigkeitsspektrum abzudecken. Tabelle 5.5 fasst die Umrechnungsfaktoren zusammen, genauere Angaben zu statistischen Kennwerten und zur Datenbasis sind in Tabelle A.12 und A.11 ab Seiten 252 zu finden.

5.4 Verfüllversuche

Zur zielgerichteten Entwicklung des Großversuchsstands und zur Entwicklung eines möglichst effizienten Versuchsplans für die Großversuche wurden Vorversuche benötigt. In den Vorversuchen sollten generell auftretende Phänomene identifiziert werden. Die Entwicklung des Großversuchsstands konnte so gezielt auf diese Phänomene ausgerichtet werden. Weiterhin sollten maßgebliche Faktoren herausgearbeitet werden, um die benötigte Versuchsanzahl an Großversuchen klein zu halten. Hierzu wurde eine be-

stehende und vom Autor selbst entwickelte Versuchseinrichtung verwendet. Detaillierte Angaben zu dieser sind in [LW13a] publiziert.

5.4.1 Versuchseinrichtung für Laborversuche

Der Laborversuchsstand für Verfüllversuche besteht aus einer rechteckigen Schalung mit einer transparenten Frontseite und einer Fördereinrichtung für das Grout-Material. Die Schalung besitzt eine Höhe von 1,5 m bei einer Breite von 0,6 m.

Die Spaltbreite zwischen Vorder- und Rückseite beträgt 4,5 cm. Geringere Spaltbreiten sind in realen Grouted Joints nicht zu erwarten bzw. nach den Regelwerken nicht zulässig. Das Verfüllen solch enger Spalten stellt mit die höchsten Anforderungen an das Grout-Materialien und wurde aus diesem Grund gewählt.

Der Einfüllstutzen befindet sich mittig in einer Höhe von 10 cm. Dies soll den anfänglichen Fallweg des Materials bis zur Abschlussdichtung abbilden.

Um den Einfluss von Schubrippen auf die Materialeigenschaften des Grout-Materials zu beobachten wurden zwei Holzstäbe horizontal auf die Rückseite der Schalung appliziert. Der erste Holzstab befand sich in einer Höhe von 0,5 m und ist quadratisch ausgebildet. Der Zweite befand sich in einer Höhe von 1,0 m und ist als Halbrundprofil ausgebildet. Hierdurch sollte der Einfluss der Schubrippengeometrie beobachtet werden.

Die Schalung war wasserdicht ausgeführt. Hierzu wurden zum Abdichten spezielle Konen mit Dichtungen für die Mauerstärken der Anker verwendet. Zusätzlich wurden alle Schalungsstöße mit einer Dichtmasse versehen.

Der Verfüllprozess wurde mit einer Förderpumpe über einen 1 Zoll Mörtelschlauch mit einer Länge von ca. 1,5 m durchgeführt. Detaillierte Angaben zur Konstruktion und zu den verwendeten Maschinen sind im Anhang B ab Seite 255 zu finden.

Nach ca. 24 Stunden hatten die Probekörperwände eine ausreichende Festigkeit erreicht und konnten ausgeschalt werden. Unter Zuhilfenahme einer stationären diamantbestückten Kreissäge wurden die Wände in drei horizontale Streifen gesägt. Hieraus wurden prismatische Probekörper mit den Abmessungen 40 mm * 40 mm * 160 mm hergestellt. Diese Probekörper wurden, bis zur Prüfung nach 7 Tagen, unter Wasser gelagert. Als Referenz diente ein Prismensatz nach DIN EN 1015-11 vgl. [DIN07a]. Prismen

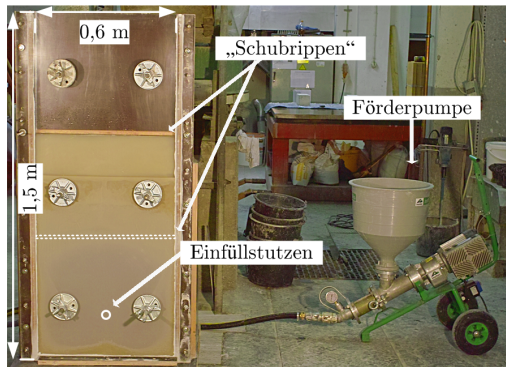


Abbildung 5.5: Laborversuchsstand

wurden aufgrund der identischen geometrischen Form gewählt und der Möglichkeit eine Biegezugprüfung durchzuführen.

In Abbildung 5.5 ist der Versuchsstand dargestellt.

5.4.2 Auswertung der Druck- und Biegezugfestigkeiten

Zur Auswertung der Verfüllversuche wurde die Druck- und Biegezugfestigkeit anhand der prismatischen Probekörper aus den erstellten Wänden bestimmt. Die Ergebnisse wurden auf die Mittelwerte der zur Referenz dienenden Prismensatzes bezogen. Dies wird im Folgenden mit relativer Druck- und Biegezugfestigkeit bezeichnet. 26 Druckfestigkeitsprüfungen und 13 Biegezugprüfungen wurden mindestens je Wand durchgeführt. Die Ergebnisse bildeten je Wand die Datenbasis für die statistischen Kennwerte. So wurden aus den örtlichen Streuungen räumliche Mittelwerte und Standardabweichungen gebildet.

Zusätzlich wurden die Ergebnisse der Druck- und Biegezugfestigkeitsprüfungen grafisch dargestellt. Hierbei basiert die Interpolation von Mittelwerten zwischen den Messpunkten auf einer Dreiecksvermaschung, wie sie in der Geodäsie verwendet wird. In der Geodäsie unüblich, zur besseren Interpretation aber hilfreich, wurden die Ergebnisse der einzelnen Messwerte an den Positionen der Messstellen angegeben.

Hier werden die grafischen Darstellungen herangezogen, um besonders

Tabelle 5.6: Versuchsplan planmäßiger Verfüllprozess

Material/ Parameter	w/f = min.	w/f = max.	Umgebungsbedingung	
			trocken	nass
A	x	x	x	x
B	x	x	x	x
C	x	x	x	x

auffällige Phänomene zu beschreiben und zu erläutern. Die grafischen Darstellungen aller Versuche sind im Anhang C ab Seite 265 zu finden.

5.4.3 Planmäßiger Verfüllprozess

Zuerst wurden im Laborversuchsstand planmäßige Verfüllvorgänge mit den drei Hauptmaterialien simuliert. Hierbei wurde der mögliche Einfluss des Verfüllprozesses auf die Druckfestigkeit sowie auf die Biegezugfestigkeit untersucht. Weiter wurden die verfüllten Probekörperwände phänomenologisch untersucht. Die Versuche wurden jeweils mit dem vom Hersteller angegebenen niedrigsten w/f-Wert sowie mit dem höchsten w/f-Wert durchgeführt. Die Umgebungsbedingungen in der Schalung waren jeweils trocken und nass. Das heißt, es wurde jeweils eine Wandschalung ohne Wasserfüllung und eine mit Wasserfüllung verwendet. Als Vorlaufmischung wurde für Material A eine hochfeste Zementleimsuspension und für Material B und C eine herkömmliche Zementleimsuspension gewählt. Die Druckfestigkeit der hochfesten Vorlaufmischung betrug nach 7 Tagen ca. 105 N/mm^2 , die der herkömmlichen Zementleimsuspension ca. 45 N/mm^2 . In Tabelle 5.6 ist der Versuchsplan abstrakt dargestellt.

5.4.3.1 Druck- und Biegezugfestigkeit

Die Versuche ließen die negative Folge einer wassergefüllten Schalung im Vergleich zu einer trockenen Schalung vermuten. Das erste Grout-Material fiel zuerst 10 cm durch das anstehende Wasser, bis das Wasser oberhalb des Einfüllstutzens verdrängt wurde. Dies wurde bereits in vorherigen eigenen Versuchen festgestellt vgl. [LW12]. Es war auch mit negativen Auswirkung der herkömmlichen Vorlaufmischung zu rechnen. Dies konnte ebenfalls vorab in eigenen Versuchen festgestellt werden vgl. [Wer13]. Mit

einer starken Abminderung der Festigkeiten war allerdings, zumindest bei den trocken verfüllten Schalungen, nicht zu rechnen.

Insgesamt wurden 12 Probekörperwände beprobt. Bei allen zwölf Probekörperwänden lagen die Medianwerte der Druckfestigkeiten über 80% bezogen auf die Referenzprobekörper. Die Mittelwerte lagen über 90% mit maximalen Standardabweichungen von 24%. Bei den kleinsten Einzelwerten konnte eine Reduktion bis auf 20% festgestellt werden. Die geringsten Festigkeiten wurden im oberen Bereich der Probekörperwände beobachtet. Zumeist sammelte sich hier die Vorlaufmischung an.

Anhand der Ergebnisse muss zum jetzigen Zeitpunkt von einem negativen Einfluss des Verfüllprozesses auf die Druckfestigkeit ausgegangen werden. Dieses wurde durch eine alleinige Betrachtung von Material A relativiert. Hierbei lag der Median über 90%, der Mittelwert über 92% mit einer Standardabweichung von höchstens 10% und einem geringsten Einzelwert von 60%. Ein positiver Einfluss der hochfesten Vorlaufmischung auf die Druckfestigkeit ist hier zu vermuten.

Tendenziell konnte ein negativer Einfluss eines wassergefüllten Grout-Spaltes auf die Druckfestigkeit erkannt werden.

Abbildung 5.6 stellt die statistischen Kennwerte der Probekörperwände dar. Hierzu wurden die Probekörperwände mit hohem und niedrigem w/f -Wert zusammengefasst. Detailliertere Informationen sind im Anhang C zu finden. Ab Seite 272 sind die farbig aufbereiteten Darstellungen der einzelnen Versuchsergebnisse hinterlegt.

Der Einfluss des planmäßigen Verfüllprozesses auf die Biegezugfestigkeit der Probekörper ist im Vergleich zur Druckfestigkeit größer. Der Medianwert sowie der Mittelwert der drei Grout-Materialien lagen über 75% bei einer Standardabweichung von höchstens 24%. Einzelwerte lagen bei 30% (vgl. Abbildung 5.7).

Bei einer Einzelbetrachtung der Ergebnisse aus den Verfüllversuchen mit Material A ergab sich ein Medianwert sowie Mittelwert von mindestens 90% mit einer Standardabweichung von 13%. Die Einzelwerte der Biegezugfestigkeit lagen hier bei 60%.

Auch hier muss von einem negativen Einfluss des Verfüllprozesses auf die Materialeigenschaften ausgegangen werden, der erneut bei Material A geringer ausfiel. Ein grundsätzlich negativer Einfluss von Wasser im

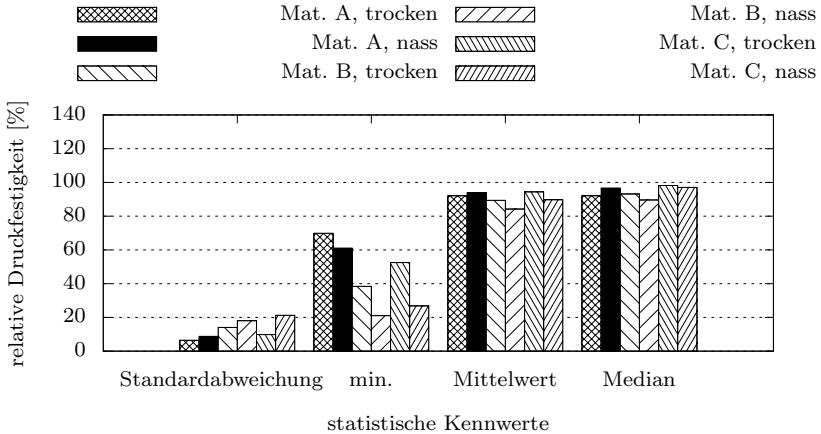


Abbildung 5.6: Statistische Kennwerte der Druckfestigkeit der planmäßig verfüllten Laborversuche

Grout-Spalt konnte nicht unmittelbar ausgemacht werden.

5.4.3.2 Phänomenologische Betrachtung

Nach dem Ausschalen der Probekörper wurden diese optisch betrachtet, um makroskopische Unregelmäßigkeiten und Phänomene zu dokumentieren. Insbesondere war die Rückseite von Interesse, da diese nicht transparent ausgeführt ist und somit nicht während der Versuche eingesehen werden konnte. Zudem wurde ein besonderes Augenmerk auf die Bereiche der Schubrippennachbildungen gelegt.

Es konnten makroskopische Inhomogenitäten an den Probekörperwänden und den daraus angefertigten Querschnitten beobachtet werden. Die Inhomogenitäten wurden vermehrt an den Probekörpern festgestellt, die in einer trockenen Schalung hergestellt wurden.

Es wurden deutliche Ablagerungen der Vorlaufmischung an den Schubrippen festgestellt. Diese Ablagerungen wurden überwiegend an Probekörperwänden festgestellt, die mit Material B und C hergestellt wurden. Im Bereich der unteren quadratischen Schubrippe lagerte sich tendenziell mehr Zementleim an, im Vergleich zur halbrund ausgebildeten oberen

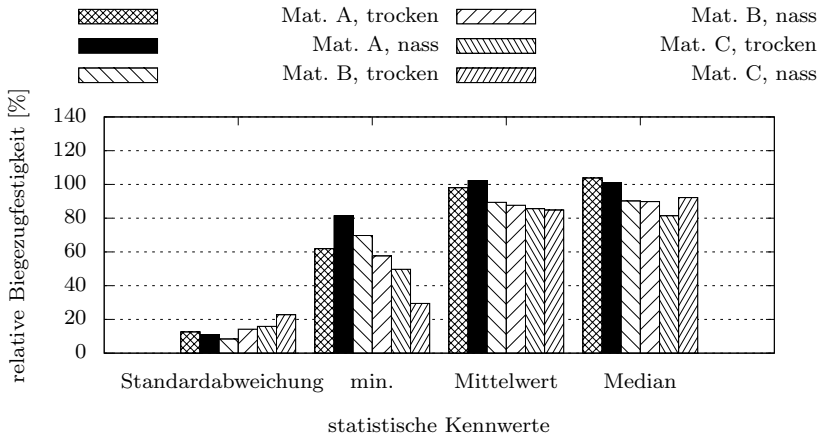


Abbildung 5.7: Statistische Kennwerte der Biegezugfestigkeit der planmäßig verfüllten Laborversuche

Schubrippe. Abbildung 5.8 zeigt eine kleinere Ablagerung von Zementleim im Bereich einer Schubrippe.

Überwiegend bei Material B wurden makroskopische Luftporen von mehreren Zentimetern im Bereich der Schubrippen festgestellt. Weitere Luftporen im Zentimeterbereich waren im mittleren und oberen Wandbereich bei Wänden aus Material B zu beobachten.

Innerhalb der Wände waren bei Material B und C Luftporen und ein erhöhter Luftporengehalt festzustellen. Mit einem erhöhten Luftporengehalt ist eine Häufung von üblichen im Mörtel enthaltenen Luftporen gemeint.

Auswaschungen von Feinanteilen im unteren seitlichen Bereich konnten bei Versuchen mit wassergefüllten Schalungen bei Material A und C festgestellt werden.

Die einzelnen optischen Analysen der Probekörperwände und deren Querschnitte aus den Verfüllversuchen sind zusammenfassend in Tabelle 5.7 und Tabelle 5.8 aufgelistet. In den Tabellen steht x für gering, xx für mittel und xxx für stark, wobei rein subjektiv bewertet wurde.

Ein weiteres bis dato unbekanntes Phänomen konnte bei einem Verfüllversuch mit Material B festgestellt werden. Das Grout-Material wurde mit einem minimalen w/f-Wert in eine wassergefüllte Schalung eingefüllt. Bei

Tabelle 5.7: Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus planmäßigen Verfüllversuchen Teil 1
(x = gering, xx = mittel, xxx = stark)

Mat.	w/f-Wert	Umgebung	Ablagerungen Vorlaufmischung		Luftein- schlüsse		Luftfeins. schlüsse	
			untere SR ^a	obere SR ^a	untere SR ^a	obere SR ^a	oben ^a	Mitte
A	min.	trocken	-	-	-	x	-	-
A	max.	trocken	x	-	-	-	-	-
A	min.	nass	x	-	-	-	-	-
A	max.	nass	x	-	-	-	-	-
B	min.	trocken	xx	x	x	xx	xx	x
B	max.	trocken	xx	x	x	xx	xx	-
B	min.	nass	x	-	xx	xx	xxx	xx
B	max.	nass	-	x	x	-	-	-
C	min.	trocken	xx	xx	-	x	x	-
C	max.	trocken	xx	x	-	-	-	-
C	min.	nass	x	x	x	x	-	-
C	max.	nass	x	-	-	-	-	-

^a Schubrippenaussparung

Tabelle 5.8: Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus planmäßigen Verfüllversuchen Teil 2
(x = gering, xx = mittel, xxx = stark)

Mat.	w/f-Wert	Umgebung	Einschlüsse Vorlaufmischung		Auswaschungen		erhöhter Luftporenanteil		
			unten	Mitte	oben	unten	unten	Mitte	oben
A	min.	trocken	-	-	-	-	-	x	-
A	max.	trocken	-	-	-	-	-	-	-
A	min.	nass	-	-	-	x	-	-	x
A	max.	nass	-	-	-	x	-	-	-
B	min.	trocken	-	x	-	-	-	x	-
B	max.	trocken	-	x	x	-	-	x	x
B	min.	nass	-	x	x	-	-	-	-
B	max.	nass	x	-	-	-	-	x	x
C	min.	trocken	x	x	x	-	-	x	x
C	max.	trocken	x	x	x	-	-	x	x
C	min.	nass	-	-	-	x	-	x	x
C	max.	nass	-	-	-	x	-	x	-

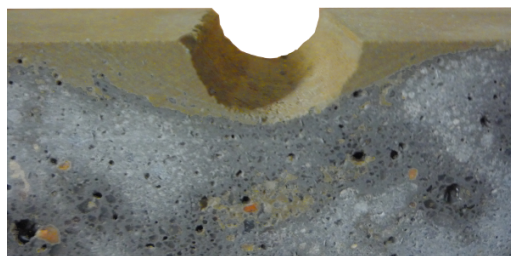


Abbildung 5.8: Ablagerung der Vorlaufmischung im Bereich der oberen Schubrippe; Material B, $w/f = \max$, Umgebungsbed.: trocken

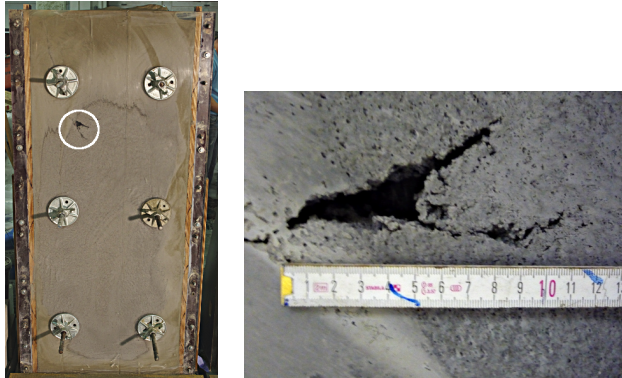
dem Verfüllprozess bildete sich ein stark ausgeprägter makroskopischer Lufteinschluss, der mit dem Material nach oben wanderte. Hierbei konnte durch die transparente Frontscheibe keine Veränderung des umliegenden Materials beobachtet werden. Dies könnte auf ein Ansteifen des Materials während des Verfüllprozesses zurückgeführt werden. Abbildung 5.9 zeigt die Probekörperwand während des Verfüllprozesses und die Fehlstelle nach dem Ausschalen.

5.4.3.3 Resümee

Insgesamt konnte ein begrenzter minderer Einfluss des Verfüllprozesses auf die Druck- und Biegezugfestigkeit des Grout-Materials festgestellt werden. Bei einer ausschließlichen Betrachtung von Material A konnte jedoch von einem positiven Einfluss einer hochfesten Vorlaufmischung auf die Druckfestigkeit der Probekörperwände ausgegangen werden. Diese These kann von früheren Versuchen des Autors gestützt werden vgl. [Wer13]. Hier wurden Verfüllversuche mit Material A unter Verwendung einer herkömmlichen Vorlaufmischung durchgeführt. Die Ergebnisse zeigten Ablagerungen der Vorlaufmischungen im oberen und unteren Bereich, wie auch bei Material B und Material C beobachtet wurde. Ein positiver Effekt der hochfesten Vorlaufmischung auf die Biegezugfestigkeit ist aufgrund der höheren Festigkeiten bei den Versuchen mit Material A anzunehmen.

Weiter konnte ein tendenziell negativer Einfluss von nassen Umgebungsbedingungen während des Verfüllprozesses beobachtet werden.

Ein Ansteifen des Grout-Materials während des Verfüllprozesses scheint



(a) Luftabschluss (weiße Ellipse) (b) Fehlstelle nach dem Ausschalen

Abbildung 5.9: Beispiele für eine Fehlstelle die sich während des Versuchs ausbildete; Material B, $w/f = \min$, Umgebungsbedingung: nass

möglich, wie es in einem Versuch mit Material B den Anschein machte.

Material A zeigte im Vergleich zu Material B und Material C eine geringere Anfälligkeit gegenüber nassen Umgebungsbedingungen in der wassergefüllten Prüfschalung vgl. Anhang C.1.3 ab Seite 272.

Eine genauere Betrachtung war im Bereich von Diskontinuitäten wie z. B. den Schubrippen erforderlich. In diesen Bereichen konnten vermehrt Inhomogenitäten wie Anlagerungen der Vorlaufmischungen oder makroskopische Luftabschlüsse beobachtet werden.

5.4.4 Störfallsimulation

In früheren Arbeiten des Autors wurden mögliche Fehlerszenarien und Störfälle während eines Verfüllprozesses bei Grouted Joints analysiert vgl. [LW13a] und [LW15]. Hierbei konnten maßgebliche Störfälle identifiziert werden. Unter Störfällen wird hier ein temporärer Maschinenausfall oder eine temporär verstopfte Förderleitung und eine daraus resultierende Unterbrechung des Verfüllprozesses verstanden.

Weitere Störfälle waren eine permanent verstopfte Förderleitung oder ein

permanenter Maschinenausfall. Der Grouted Joint kann so nicht vollständig verfüllt werden und die Folge ist eine notwendige Reparaturmaßnahme wie z. B. durch ein Verfüllen von oben durch einen „Stinger“. Als „Stinger“ wird ein Stahlrohr, welches von oben in den Ringspalt des Grouted Joints eingeführt werden kann, bezeichnet. Danach wird der Ringspalt im Contractor-Verfahren¹ weiter verfüllt.

Zur weiteren Planung des Großversuchsstands und des Versuchsplans wurden die Folgen der Störfälle simuliert. Als weiterer Störfall wurde die unsachgemäße Ausführung einer Reparaturmaßnahme mit einem „Stinger“ simuliert.

Zur Simulation einer temporären Unterbrechung des Verfüllprozesses (Störfall 1 (SF 1)) wurde zunächst die Laborprüfschalung bis etwa zur Hälfte verfüllt und die Förderpumpe dann gestoppt. Die Dauer der Pause wurde zwischen 1,25 Stunden und 3 Stunden gewählt. Die Dauer der Pause richtete sich nach der Konsistenzhaltung des Materials und den vorhandenen Umgebungstemperaturen, um ein Verfestigen des Grout-Materials vor dem erneuten Anpumpen zu verhindern. Anschließend wurde der Verfüllprozess mit frisch angemischtem Material beendet. Die Pausendauer entspricht etwa dem Zeitbedarf der zum Reinigen der Leitungen oder zum Austausch oder Reparatur einer defekten Maschine benötigt wird.

Zur Simulation einer Reparaturmaßnahme mit einem „Stinger“ (Störfall 2 (SF 2)) wurde die Laborprüfschalung ebenfalls bis etwa zur Hälfte gefüllt. Nach einer Pause zwischen 3 Stunden und 5,5 Stunden wurde die Laborprüfschalung im Contractor-Verfahren von oben weiter verfüllt. Hierbei wurde der „Stinger“ bis auf das bereits verfüllte Grout-Material geführt und dann im frisch austretendem Grout-Material nach oben geführt. Die Pausendauer stellt den ungefähren Zeitbedarf zum Umbau der Leitungen und Montage sowie Einführens des „Stingers“ in den Ringspalt des Grouted Joints dar.

Störfall 3 (SF 3) stellte eine fehlerhaft ausgeführte Reparaturmaßnahme mit einem „Stinger“ dar. SF 3 wurde einmal exemplarisch ausgeführt, um den Einfluss von frei durchs Wasser fallendem Material zu betrachten. Grundsätzlich wurde wie bei SF 2 vorgegangen. Der „Stinger“ wurde dann aber nur zum Teil im Contractor-Verfahren verwendet. Das Material fiel

¹Das Contractor-Verfahren wird zumeist bei Betonagen unter Wasser eingesetzt. Hierzu wird ein Rohr bis zur Betonagestelle geführt und während der Betonage im frischen Beton nach oben geführt. Hierdurch wird ein Vermischen des Betons mit Wasser begrenzt.

Tabelle 5.9: Beschreibung der Störfälle

Störfall	Beschreibung
SF 1	Unterbrechung des Pumpvorgangs, erneutes Anpumpen möglich
SF 2	Unterbrechung des Pumpvorgangs, weiterer Verfüllprozess mit dem „Stinger“
SF 3	Unterbrechung des Pumpvorgangs, weiterer Verfüllprozess mit dem „Stinger“, freier Fall des Materials

Tabelle 5.10: Versuchsplan der simulierten Störfälle

Material SF	w/f	A		B		C	
		trocken	nass	trocken	nass	trocken	nass
1	min.	x	x	x	x	x	-
2	min.	x	x	x	x	x	x
3	min.	-	-	-	-	-	x

schließlich ca. 30 cm durch das anstehende Wasser. Nachdem das Grout-Material die Unterkante des „Stingers“ erreicht hatte, wurde dieser im frischem Grout-Material langsam nach oben geführt. Die Pause zwischen dem primären abgebrochenen Verfüllprozess und der fehlerhaft ausgeführten Reparaturmaßnahme betrug hierbei 1,75 Stunden. In Tabelle 5.9 sind die Störfälle in Kurzform zusammengestellt.

Die Versuche wurden mit den 3 Hauptmaterialien durchgeführt. Es wurde jeweils der minimale w/f-Wert verwendet. Hierdurch wurden ungünstigere Bedingungen geschaffen, da das zu verfüllende Material eine steifere Konsistenz besitzt. Weiter begünstigt eine steifere Konsistenz die Fehlstellenbildung, die genauer betrachtet werden sollte. Eine höhere Entmischungsstabilität der Materialien wurde hierbei in Kauf genommen. Die Versuche wurden bei nassen und trockenen Umgebungsbedingungen durchgeführt. Der Versuchsplan ist Tabelle 5.10 zu entnehmen.

Ergebnisse von Ergänzungsuntersuchungen zu den Frisch- und Festmaterialkennwerten sowie zu den maximalen Bauteiltemperaturen sind im Anhang C.1.2 und C.2.2 ab Seite 269 abgelegt.

5.4.4.1 Druck- und Biegezugfestigkeiten SF 1 und SF 2

Grundsätzlich kann bei einem Störfall von einer möglichen Änderung der Materialeigenschaften ausgegangen werden. Bei der Simulation von SF 1 war vermehrt mit Einschlüssen der Vorlaufmischung zu rechnen. Die Simulation von SF 2 könnte, gerade im nassen Zustand, zu Reduktionen der Festigkeiten in der Randzone zwischen älterem und mit dem „Stinger“ eingebrachten Material führen. Dies zeigten bereits eigene Versuche vgl. [LW14]. Zusätzlich könnte es bei einem Teil des Grout-Materials zu Auswaschungen der Feianteile kommen. Mit einer höheren Reduktion als bei SF 1 war zur rechnen. Folgend werden die Ergebnisse der 11 Verfüllversuche vorgestellt.

Die Ergebnisse aus SF 1 bezüglich der relativen Druckfestigkeit der Probe- wände lag beim Medianwert über 89%, der Mittelwert betrug über 86% mit einer Standardabweichung von 17%. Der kleinste Einzelwert lag bei 34%. Ein entscheidender Einfluss der Umgebungsbedingungen konnte nicht erkannt werden. In Abbildung 5.10 und im Anhang C sind die Ergebnisse dargestellt.

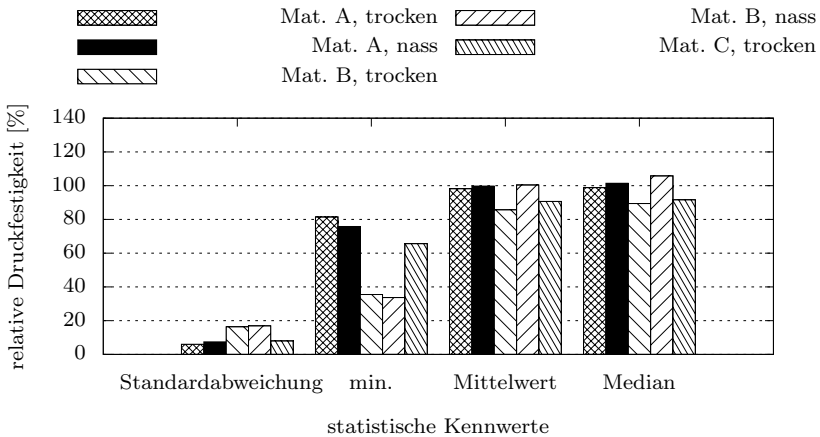


Abbildung 5.10: Laborversuche SF 1, relative Druckfestigkeit, w/f = min.

Im Falle von SF 1 wurden unvermutet höhere Biegezugfestigkeiten im

Vergleich zu den planmäßig verfüllten Versuchen erreicht. Der Medianwert lag über 96%, der Mittelwert über 90% mit einer Standardabweichung von maximal 20%. Der kleinste Einzelwert betrug 42%. Die Ergebnisse aus den Prüfungen sind in Abbildung 5.11 und im Anhang C.2.3 ab Seite 282 dargestellt.

Aus statistischer Sicht hatte die Simulation eines temporären Stopps des Verfüllprozesses wenig bis keine Auswirkungen auf die Druck- und Biegezugfestigkeit. Tendenziell waren die nassen Bedingungen sogar förderlich.

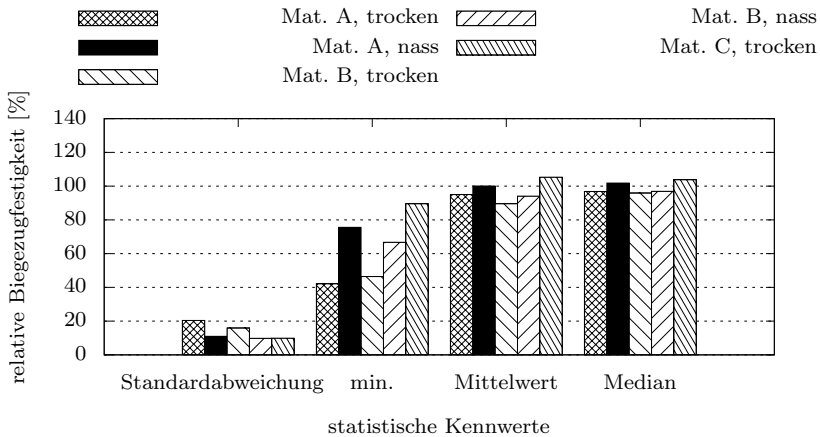


Abbildung 5.11: Laborversuche SF 1, relative Biegezugfestigkeit, $w/f = \min$.

Die Ergebnisse aus den Verfüllversuchen des SF 2 sind in Abbildung 5.12 und Abbildung 5.13 sowie im Anhang ab Seite 283 abgebildet. Bei diesen Störfallsimulationen waren die Ergebnisse denen eines normalen Verfüllprozesses ähnlich. Der Medianwert der Druckfestigkeit lag über 91%, der Mittelwert über 86% mit einer Standardabweichung von maximal 18%. Der geringste Einzelwert betrug 22%.

Der Medianwert für die Biegezugfestigkeit lag über 91%, der Mittelwert über 89% mit einer maximalen Standardabweichung von 36%. Der geringste Einzelwert betrug 24%.

Die erwarteten Minderungen der Druck- und Biegezugfestigkeit konn-

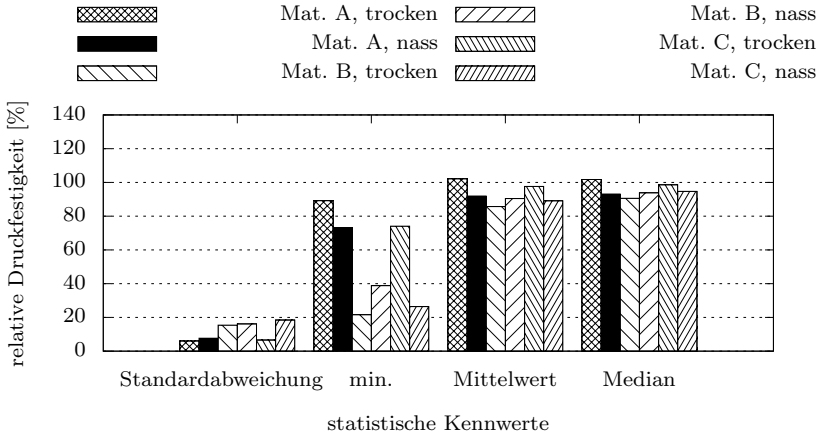


Abbildung 5.12: Laborversuche SF 2, relative Druckfestigkeit, w/f = min.

ten aus statistischer Sicht nicht beobachtet werden. Dies zeigte sich für den nassen und trockenen Zustand, wobei gerade beim nassen Zustand Minderungen erwartet wurden.

5.4.4.2 Phänomenologische Betrachtung SF 1 und SF 2

Die optische Betrachtungen der Probewände aus dem simulierten SF 1 zeigten starke Ablagerungen der Vorlaufmischung an den Schubrippen unter Verwendung von Material B und C. Größere Lufteinschlüsse wurden bei den Versuchen mit Material A im Bereich der Schubrippen festgestellt. Weiter wurden bei den Versuchen mit Material A und B zum Teil große Lufteinschlüsse festgestellt. Die Probewand aus Material C zeigte einen großen Einschluss der Vorlaufmischung im mittleren Bereich der Wand und einen erhöhten Luftporenanteil im mittleren und oberen Bereich.

Die phänomenologische Betrachtung des SF 2 zeigte bei allen Materialien große Ablagerungen der Vorlaufmischung im mittleren Bereich. Material B und C wiesen bei den Verfüllvorgängen unter trockenen Bedingungen Anlagerungen der Vorlaufmischungen an der unteren Schubrippe auf. Weiterhin wurden Lufteinschlüsse und ein erhöhter Luftporenanteil im mittleren und

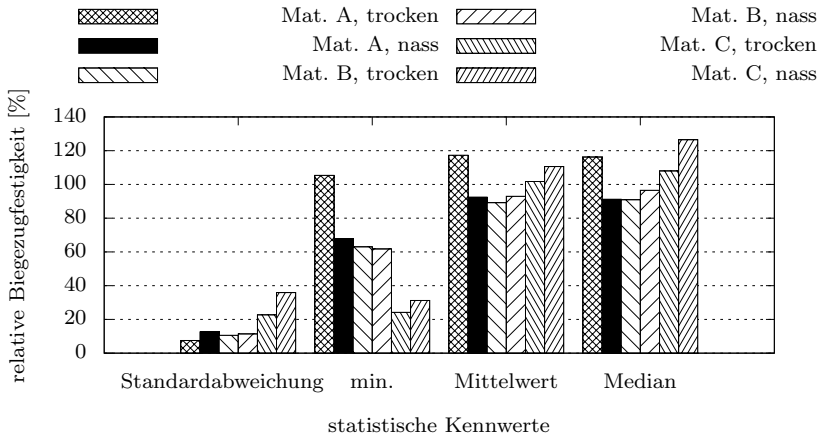


Abbildung 5.13: Laborversuche SF 2, relative Biegezugfestigkeit, $w/f = \min$.

oberen Bereich bei allen Materialien beobachtet. Eine detaillierte Auswertung ist in den Tabellen C.7 und C.8 ab Seite 293 zu finden.

In der phänomenologischen Betrachtung zeigte sich der zuvor erwartete negative Einfluss auf die Materialeigenschaften, der statistisch nicht zu erfassen war. Es kann bei den Anlagerungen der herkömmlichen Vorlaufmischung von geringeren Festigkeiten ausgegangen werden. Bei den Lufteinschlüssen war dies offensichtlich.

5.4.4.3 SF 3

Die Simulation von SF 3 lies einen ungestörten Bereich im planmäßig verfüllten Bereich erwarten. Im Bereich des fehlerhaft ausgeführten „Stingereinsatzes“ waren allerdings deutliche Minderungen der Festigkeiten zu erwarten. Gerade in der Randzone, zwischen dem zuvor eingefüllten Grout-Material und dem mit dem „Stinger“ eingebrachten Material, konnte mit Auswaschungen von Zementleim gerechnet werden.

Entgegen der Erwartungen stellten sich die Ergebnisse aus statistischer

Tabelle 5.11: Statistische Kennwerte von SF 3 mit Material C

Statistische Kennwerte	Druckfestigkeit [%]	Biegezugfestigkeit [%]
Median	99,1	92,6
Mittelwert	94,7	80,7
Standardabweichung	19,5	27,0
Minimum	19,1	0,0

Sicht unauffällig dar. Die Ergebnisse beinhaltet Tabelle 5.11. Unter Betrachtung der grafischen Darstellungen der Druckfestigkeits- und der Biegezugfestigkeitsverteilung wurden deutliche Auffälligkeiten sichtbar. Abbildung 5.14 und 5.15 stellen die Ergebnisse der Störfallsimulation mit den Ergebnissen eines planmäßigen Verfüllversuchs gegenüber.

In den Darstellungen kann deutlich eine Trennung des zuerst verfüllten Bereichs und des mit dem „Stinger“ nachverfüllten Bereichs erkannt werden. Bei einem planmäßig verfüllten Versuch konnte dies rechtsseitig nicht erkannt werden. Der Bereich mit einer reduzierten Festigkeit ist hier mit dem Auswaschen des Zementleims während des freien Falls des Materials durch das anstehende Wasser zu erklären. Durch die transparente Frontscheibe der Prüfschalung war dies bereits während des Versuchs zu erkennen. Der Grenzbereich zwischen dem planmäßig verfülltem Material und dem Material, welches durch den „Stinger“ eingebracht wurde, konnte aufgrund der geringen Festigkeit nur einmal beprobt werden. Der Probekörper zerfiel während der Bearbeitung, somit wurde eine Biegezugfestigkeit von 0 N/mm^2 zugeordnet.

5.4.4.4 Resümee

Die Störfallsimulationen 1 und 2 zeigten wenig Auswirkung auf die Prüfergebnisse der Druck- und Biegezugprüfungen im Vergleich zur Referenz. Bei der phänomenologischen Betrachtung der Probekörper zeigten sich allerdings stark ausgeprägte Inhomogenitäten, die bei den Prüfungen der Druck- und Biegezugfestigkeit jedoch wenig Auswirkungen gezeigt hatten. Die exemplarische Simulation eines fehlerhaften Verfüllprozesses mit einem „Stinger“ zeigte im Grenzbereich zwischen planmäßigem verfülltem Material und nachträglich eingebrachtem Material deutliche Minderungen der

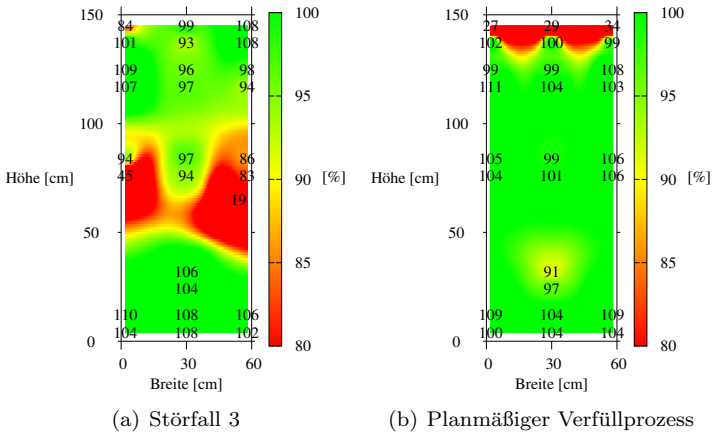


Abbildung 5.14: Gegenüberstellung der relativen Druckfestigkeiten von SF 3 mit einem planmäßigen Verfüllversuch; Material C, $w/f = \text{min.}$, Umgebungsbedingung: nass

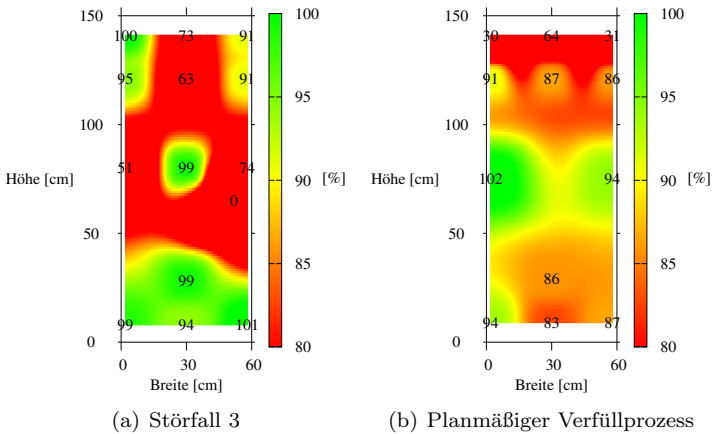


Abbildung 5.15: Gegenüberstellung der relativen Biegezugfestigkeiten von SF 3 mit einem planmäßigen Verfüllversuch; Material C, $w/f = \text{min.}$, Umgebungsbedingung: nass

Druck- und Biegezugfestigkeit. Diese Auswirkungen konnten statistisch nicht ausreichend erfasst werden, wurden aber phänomenologisch im vollem Umfang deutlich. Auf solch ein Ergebnis deuteten bereits frühere Versuche des Autors hin [LW14], die durch diesen Versuch bestätigt werden konnten.

5.4.5 Einfluss von Inhomogenitäten auf die Druck- und Biegezugfestigkeiten

Anhand der phänomenologischen Betrachtung der planmäßigen und unplanmäßigen Verfüllversuche wurden Inhomogenitäten innerhalb der Probekörperwände festgestellt. Um den Einfluss dieser Inhomogenitäten auf die Festigkeiten abzuschätzen, wurden die Probekörper aus den Probekörperwänden der Verfüllversuche herangezogen. Die Probekörper, in Form von Prismen ($40\text{mm} * 40\text{mm} * 160\text{mm}$), wurden hierzu optisch bewertet. Hierbei wurden die Inhomogenitäten in folgende Gruppen eingeteilt:

- Auswaschung von Zementleim
- Zementstein als Hauptbestandteil des Probekörpers
- Zementstein als Nebenbestandteil des Probekörpers (ca. 1/3)
- Zementsteineinschluss
- signifikanter Lufteinschluss
- Entmischungen des Grout-Materials
- deutlich erhöhter Luftporengehalt.

Zwei Beispiele für Inhomogenitäten sind in Abbildung 5.16 abgebildet.

Der größte Einfluss einer Inhomogenität auf die Druckfestigkeit zeigte sich bei einer Auswaschung von Feinanteilen aus der Mörtelmatrix (Abbildung 5.16(a)). Der kleinste Einzelwert betrug hierbei 10,5% bei einem Mittelwert von 51,5%. Der zweitgrößte Einflussfaktor auf die Druckfestigkeit waren Anlagerungen von Zementstein. Dies stellte den größten Einflussfaktor bezüglich der Biegezugfestigkeit dar. Hierbei ist zu beachten, dass für den Fall einer Auswaschung von Zementleim kein Probekörper geprüft werden konnte. Die Probekörper brachen während der Bearbeitung auseinander. Diese Probekörper wurden einer Biegezugfestigkeit von

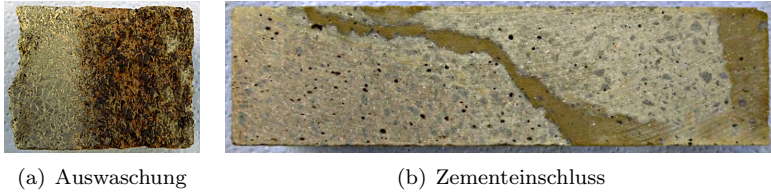


Abbildung 5.16: Beispiele für Inhomogenitäten; Material C, $w/f=\text{min.}$, Umgebungsbedingung: nass, Störfall 3

0,00 N/mm² zugeordnet. Somit kann davon ausgegangen werden, dass eine Auswaschung von Feinanteilen der dominierende Faktor ist.

Die weiteren Gruppen zeigten Mittelwerte für die Druck- sowie Biegezugfestigkeit von über 80% in den Abbildungen 5.17 und 5.18. Die Datenbasis der Auswertung beinhaltete 306 Druck- sowie 85 Biegezugfestigkeitsprüfungen. Eine Gesamtzusammenstellung beinhaltet Tabelle C.9 auf Seite 295.

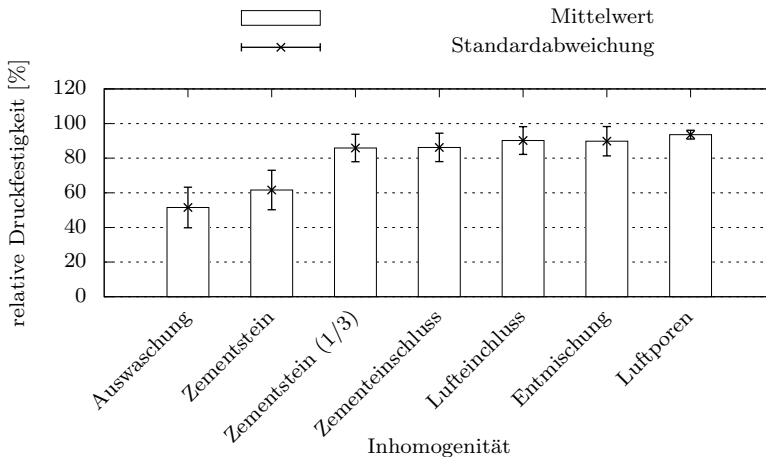


Abbildung 5.17: Einfluss von Inhomogenitäten auf die relative Druckfestigkeit

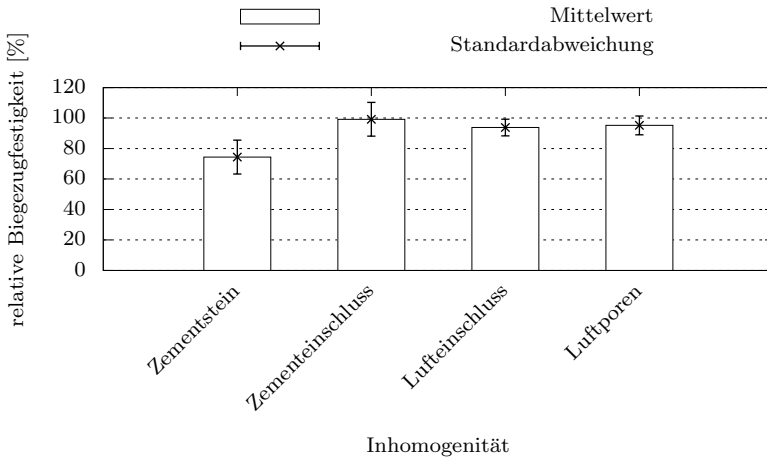


Abbildung 5.18: Einfluss von Inhomogenitäten auf die relative Biegezugfestigkeit

5.4.6 Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen

Die planmäßigen Verfüllversuche konnten zeigen, dass ein erfolgreicher Verfüllprozess mit den drei Hauptmaterialien in den w/f-Wert-Grenzen der Hersteller im Laborversuchsstand möglich waren. Hierbei ist anzumerken, dass solch geringe Spaltbreiten selten vorkommen und 1 Zoll Schläuche in realen Projekten nicht verwendet werden sollten. Somit kann hier von erschwerten Bedingungen für das Grout-Material ausgegangen werden.

Druck- und Biegezugfestigkeiten lagen im Mittelwert und im Medianwert selbst bei den Störfallsimulationen über 75%. Hierbei konnte auch ein positiver Effekt durch den Einsatz einer hochfesten Vorlaufmischung anhand von Material A festgestellt werden. Der Median- und Mittelwert lag durchgängig über 90%. Bei planmäßigen Verfüllvorgängen konnte im oberen und unteren Bereich Einbußen bei den Druck- und Biegezugfestigkeiten festgestellt werden. Die Störfallsimulationen zeigten zumeist die Ausbildung einer Trennschicht zum Zeitpunkt des Störfalls mit geringeren Festigkeiten.

Phänomenologisch betrachtet konnten unterschiedliche Inhomogenitäten

in den Probewänden beobachtet werden. Insbesondere wurden Inhomogenitäten im Bereich der Schubrippennachbildungen und speziell bei den simulierten Störfällen beobachtet werden. Hieraus folgte die Notwendigkeit weitere Untersuchungen durchzuführen, um den Einfluss auf die Festigkeiten in diesen Bereichen genauer abschätzen zu können.

Während eines planmäßigen Verfüllversuchs konnte ein frühzeitiges Ansteifen des Grout-Materials beobachtet werden. Es konnte davon ausgegangen werden, dass sich hieraus negative Auswirkungen auf den Verfüllprozess ergeben oder es sogar zu einem Störfall führt. Die Verfüllversuche im Laborversuchsstand dauerten weniger als 1 Stunde, reale Verfüllversuche können hingegen 3 Stunden und länger andauern. Daher wurden folgende Verfüllversuche mit einer längeren Dauer untersucht. Hierbei wurde das Ansteifverhalten des Grout-Materials während des Verfüllprozesses beobachtet, um Auswirkungen auf das Bauteil abschätzen zu können.

Ein freier Fall des Grout-Materials durch Wasser stellte sich als maßgeblicher Störfall heraus. Hierdurch wurden Feinanteile des Grout-Materials ausgewaschen, wodurch eine Festigkeitsreduktion hervorgerufen wurde. Somit wurde die Durchführbarkeit solcher Versuche in die Konzeption des Großversuchsstands mit aufgenommen.

6 Simulation von realen Verfüllprozessen

Zur Bestimmung von realitätsnahen Materialeigenschaften von Grout-Materialien werden zur Simulation des Verfüllprozesses idealerweise realitätsgetreue Abmessungen, Umgebungsbedingungen und Maschinenteknik benötigt.

Da sich die Abmessungen und Konstruktionen von Grouted Joints stark zwischen den verschiedenen Tragstrukturen unterscheiden (vgl. Kapitel 2.3) war es schwierig, alle Geometrien mit einem einzigen Versuchsstand abzudecken. Reale Abmessungen waren ebenfalls nur schwer abzubilden, da der Trend zu immer größeren Anlagen (> 8 MW) und somit größer dimensionierten Grouted Joints anhält. Daher wurde ein Teilssegment eines Grouted Joints einer aufgelösten Tragstruktur einer Anlage mit 5 MW als Referenz herangezogen.

Weiter differieren die Umgebungsbedingungen auf See jahreszeitbedingt in einem weiten Temperaturspektrum. Insbesondere kühlere Temperaturen im Herbst und Winter können sich negativ auf die Festigkeitsentwicklung und auf die Endfestigkeit auswirken. In den Versuchen war es allerdings nicht verhältnismäßig, das gesamte Temperaturspektrum abzudecken. Insbesondere da die Festigkeitsentwicklung und die Auswirkung auf die Endfestigkeit mit relativ einfachen Laboruntersuchungen bestimmt werden können.

Vielmehr wurde eine Vergleichbarkeit der Versuche angestrebt. Hierzu wurde der Versuchsstand in einer beheizten Halle errichtet. So wurden jahreszeitbedingte Temperaturschwankungen zwischen den einzelnen Versuchen minimiert.

6.1 Anforderungen an einen Versuchsstand

6.1.1 Grundsätzliche Anforderungen

Die Versuchsschalung sollte möglichst realitätsnahe Bedingungen bezüglich des Verfüllprozesses abbilden, um realitätsnahe Phänomene während des Verfüllprozesses und Erhärtens betrachten zu können.

In den Vorversuchen hatten sich Ablagerungen an Diskontinuitäten wie z. B. den Schubrippen gezeigt. Daher sollten Schubrippen in der Versuchsschalung realitätsnah in ihren Dimensionen sowie den Abständen zueinander abgebildet werden.

Bereits während der Charakterisierung hatten sich Unterschiede bei der Hydratationswärmeentwicklung zwischen den Materialien gezeigt. Zur Betrachtung der Hydratationswärmeentwicklung ist deshalb eine große Spaltbreite sinnvoll, um eine möglichst große Wärmeentwicklung zu erzielen. Um den Verfüllprozess jedoch schwierig zu gestalten, musste ein Kompromiss zwischen einer großen und kleinen Spaltbreite gefunden werden.

In Untersuchungen des Autors [Wer13] und in den Vorversuchen hatte sich ein tendenziell negativer Einfluss einer wassergefüllten Prüfschalung auf die Festmaterialeigenschaften gezeigt. Diese Umgebungsbedingungen sollten mit der Prüfschalung im Großversuch abgebildet werden können.

Da die Mischtechnik einen entscheidenden Einfluss auf die Frisch- und Festmaterialeigenschaften hat (vgl. [Joh71] und [LR12]), ist eine ähnliche Mischtechnik zu verwenden, wie sie auch offshore Anwendung findet.

Die im Versuchsstand eingesetzte Fördertechnik für das frische Grout-Material konnte freier gewählt werden. Der Pumpendruck hängt maßgeblich von den rheologischen Eigenschaften des Materials und weniger von der eingesetzten Fördertechnik ab[JMLH08].

Dies gilt nur bedingt für den Förderleitungsdurchmesser (siehe Abschnitt 3.1.3 und [Ame96]). Hier musste ein Einfluss des Förderleitungsdurchmessers auf die Eigenschaften des Grout-Materials beachtet werden. Um einen möglichst schwierigen Verfüllprozess zu simulieren, sollte ein möglichst kleiner aber noch realitätsnaher Querschnitt verwendet werden.

6.1.2 Anforderungen an die Versuchsschalung

Da mehrere Versuche durchgeführt werden sollten, sollte die Versuchsschalung zur mehrfachen Verwendung geeignet sein. Zur Prüfung der Druckfestigkeit wurde zudem eine Entnahme von Bohrkernen nötig. Bei der Probennahme können Beschädigungen an der Schalung auftreten.

In den Vorversuchen hatte sich gezeigt, dass Inhomogenitäten in der Probekörperwand auftreten können. Hierzu musste die Möglichkeit geschaffen werden, Querschnitte aus der Wand zu gewinnen, um diese untersuchen zu können. Bei der Entnahme der Probekörper musste auch von Beschädigungen der Schalung ausgegangen werden. Die entstehenden Schäden mussten erwartet werden und sollten mit geringem Aufwand zu beheben sein.

Da die Probekörper zur Bestimmung der Druckfestigkeit zeitnah nach dem Ausschalen nachbehandelt werden sollten, war eine schnelle Entnahme zu ermöglichen.

In den Vorversuchen hatte sich gezeigt, dass ein freier Fall durch anstehendes Wasser einen maßgebenden Störfall darstellte. Um dies zu simulieren, musste ein Betreten des oberen Schalungsbereichs ermöglicht werden, um ein Verfüllen von oben durchzuführen zu können. Zusätzlich musste die Schalung wasserdicht ausgeführt werden.

Eine visuelle Betrachtung des Verfüllprozesses hatte sich in den Vorversuchen als sinnvoll herausgestellt. Um den Verfüllprozess optisch erfassen zu können, sollten Teile der Frontseite transparent ausgeführt werden.

6.1.3 Anforderung an die Mess- und Prüftechnik

Zur Beobachtung der Hydratationswärmeentwicklung und zur Aufnahme der Fließwege in der Schalung war eine großflächige Aufnahme von Temperaturen notwendig. Weiter sollten zur Auswertung der Versuche eine kontinuierliche Aufnahme der Frischbetontemperatur, der Lufttemperatur und ausreichend Temperatursensoren für Begleituntersuchungen vorhanden sein.

Zur Bemessung von Abschlussdichtungen von Grouted Joints sind realitätsnahe Annahmen des Druckes im Ringspalt erforderlich. Hierzu mussten Drücke in der Schalung gemessen werden. Mit Drucksensoren in der Schalung können genauere Aussagen über die Fließwege des Materials getroffen werden.

Drucksensoren in den Pumpleitungen waren nötig um Aussagen über die Pumpbarkeit der verschiedenen Materialien treffen zu können.

Aufgrund von möglichen Inhomogenitäten, Sedimentationen und Entmischungen innerhalb der Probekörper wurde ein Verfahren zur Quantifizierung dieser Phänomene erforderlich.

Es hatte sich gezeigt, dass es im Bereich der Schubrippen zu Anlagerungen der Vorlaufmischung sowie zu Inhomogenitäten kommen konnte. Um in diesem Bereich die mechanischen Eigenschaften untersuchen zu können, wurde eine Versuchseinrichtung nötig. Hierzu musste ein Versuchsvorgehen entwickelt werden, da derzeit kein geregeltes Verfahren noch eine kommerzielle Lösung bestand.

6.2 Großversuchsstand für Verfüllversuche

Die Versuchsschalung des Versuchsstands wurde rechteckig in Form einer Wandschalung ausgeführt. Mit der Versuchsschalung können Übergrifflängen von Grouted Joints von aufgelösten Tragstrukturen und Tripoden größtenteils im Realmaßstab abgebildet werden, jedoch musste die Umfangslänge hingegen um den Faktor 2 kleiner skaliert werden. Die Angaben beziehen sich auf ein Beispiel für einen realen Grouted Joint einer Jacket-Struktur.

Reale Dimensionen von Monopiles, wie z. B. von Wilke [Wil14] beschrieben, oder Abmessungen die in [SS13], [SS14] und [Wei15] angegeben wurden, konnten nur kleiner skaliert abgebildet werden.

Der Großversuchsstand besteht aus 5 wesentlichen Komponenten:

- Großversuchsschalung
- Kipprahmen für die Großversuchsschalung
- Pumpeinheit
- Mischeinheit
- Messtechnik

Die Komponenten werden nachfolgend einzeln mit ihren Hauptmerkmalen beschrieben. Eine detaillierte Beschreibung der einzelnen Komponenten befindet sich im Anhang B ab Seite 255.

6.2.1 Großversuchsschalung und Kipprahmen

Die Versuchsschalung wurde aus Segmenten einer verstärkten Rahmentragschalung ausgeführt, wie sie üblicherweise im Betonbau eingesetzt werden. Zur Bemessung wurden hydrostatische Druckverhältnisse angesetzt. Die Schalhaut auf der Frontseite wurde durch transparente Platten auf der Basis von Acrylharz ersetzt. Die Schalung wurde mit speziell angefertigten Dichtungen ausgestattet, um die Wasserundurchlässigkeit sicherzustellen. Um ein Begehen der Schalung zu ermöglichen, wurden Laufkonsolen aus dem Schalsystem des Herstellers ausgewählt.

Um ein schnelles Ausschalen und eine schnelle Probenentnahme sicherzustellen, wurde ein Kipprahmen für die Versuchsschalung entwickelt. Mit diesem Kipprahmen kann die Versuchsschalung innerhalb von wenigen Minuten in eine horizontale Position gelegt werden. Hierbei nimmt der Rahmen, die aus dem Kippvorgang resultierenden Biegemomente vollständig auf, um den Probekörper und die Rahmentragschalung nicht zu beschädigen. Der Rahmen endet knapp unterhalb der Kranbahn, um die Hallenhöhe optimal auszunutzen. Die Breitenabmessung der Schalung wurde auf den Rahmen und auf die Tragfähigkeit des Portalkrans abgestimmt. Hierbei wurde der Rahmen für ein maximales Gesamtgewicht von 9,5 t ausgelegt.

Die Versuchsschalung besitzt eine Höhe von 3,75 m, eine Breite von 3,30 m und eine Spaltbreite von 0,10 m. Der nutzbare Raum innerhalb der Schalung beträgt nach Abzug der seitlichen Abschaltung und der unteren Verstärkung 3,65 m in der Höhe und 3,00 m in der Breite. Innerhalb der Schalung wurden Halbrundstäbe aus Holz mit einer Höhe von 1 cm verwendet, um Schubrippen abzubilden. Die Schubrippen wurden nur an der Rückseite verwendet, um die Sicht durch die transparente Frontscheibe nicht zu behindern. Der Schubrippenabstand betrug 20 cm. In einer Höhe von 10 cm vom Schalungsboden wurde der Einfüllstutzen mit einem Durchmesser von 2 Zoll angeordnet. Unterhalb des Einfüllstutzens befanden sich keine Schubrippen genauso wenig wie im Bereich des oberen Schalelements. Schubrippen sind in den oberen 1,00 m nicht möglich, um ein problemloses Ausschalen sicherzustellen. Der Kipprahmen mit der Versuchsschalung ist in Abbildung 6.1 dargestellt.

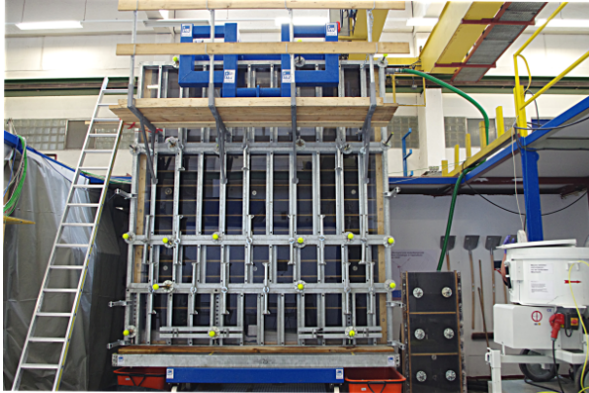


Abbildung 6.1: Großversuchsschalung auf Kipprahmen

6.2.2 Fördereinheit

Für Verfüllvorgänge auf See werden zumeist Kolbenpumpen eingesetzt, die auf einen Pumpendruck bis 70 bar ausgelegt sind wie z. B. die Putzmeister P 718 SD. Für den Einsatz im Rahmen des Großversuchsstands war ein Einsatz dieser Pumpen möglich aber nicht zielführend. Aufgrund der hohen Förderleistung dieser Pumpen könnten keine zeitlich realen Verfüllvorgänge simuliert werden. Nach Jacobsen et al. ist der Einfluss der Fördereinheit auf die rheologischen Eigenschaften nicht maßgebend vgl. [JMLH08] und [JHHK09]. Somit konnte eine Förderpumpe mit einer geringeren Förderleistung verwendet werden, um zeitlich reale Verfüllvorgänge zu gewährleisten.

Es kam eine Schneckenpumpe zum Einsatz, da diese Pumpen sehr genau zu regeln sind und somit auch das Fördern geringer Mengen zulassen. Verwendet wurde eine Pumpe mit einem Auslass von 2 Zoll, die einen maximalen Pumpendruck von 40 bar aufbringen kann. An diese Pumpe wurden zwei Mörtelschläuche mit einem Durchmesser von 2 Zoll und einer Länge von jeweils 13 m angeschlossen. 2 Zoll Förderleitungen konnten bereits erfolgreich in realen Projekten eingesetzt werden, obwohl der Trend zu größeren Durchmessern geht und somit zu kleineren erforderlichen Pumpendrücken.



(a) Mischwerk



(b) Förderpumpe

Abbildung 6.2: Misch- und Fördereinheit

6.2.3 Mischeinheit

Zum Mischen von Grout-Material werden unter realen Bedingungen Zwangsmischer mit einem festen Mischtrog verwendet. Über eine zentrale Welle in der Mitte des Mischtrogs werden die Mischscharen¹ angetrieben. Die Mischer werden mit Big Bags von 1,5 t - 2,0 t beschickt. Um eine kontinuierliche Förderung zu gewährleisten, werden in der Regel zwei Mischer alternierend verwendet. Für den Prüfstand waren diese Volumina jedoch zu groß, sodass Mischer mit einem geringeren Volumen eingesetzt wurden.

Zum Beschicken der Förderpumpe wurden zwei Mischer mit jeweils 200 l Gesamtvolumen eingesetzt². Zum Befüllen wurde anstelle von Big Bags Sackware verwendet. Die Mischer wurden auf einem Podest montiert, sodass die Pumpe von oben beschickt werden konnte. Somit entspricht die konstruierte Misch- und Fördereinheit im Prinzip einer skalierten realen Einheit. Die Misch- und Fördereinheit ist in Abbildung 6.2 dargestellt.

¹Mischwerkzeuge

²Das Mischprinzip entspricht dem der real verwendeten Mischer.

6.2.4 Messtechnik

Um die Hydratationswärmeentwicklung möglichst flächig aufzunehmen, wurden 12 Temperatursensoren innerhalb der Schalung installiert. Für die Temperatursensoren wurden Thermodrähte verwendet. Die Elemente wurden in 4 Reihen à 3 Elemente über die Wand verteilt angeordnet.

Zusätzlich wurden thermografische Aufnahmen während der Verfüllvorgänge und während des Erhärtens erzeugt. Hierbei konnten ca. 70% der Schalungshöhe im Bild betrachtet werden. Mithilfe der Thermografie sollten Aussagen über die Fließwege getroffen werden können. Weiter sollten Fehlstellen und Ablagerungen der Vorlaufmischung erkannt werden. Hierbei wurde davon ausgegangen, dass ein unterschiedlicher Beginn der Hydratationswärmeentwicklung zu erkennen ist.

Zur Aufnahme der Frischbetontemperaturen wurde ein Thermoelement im Vorratsbehälter der Förderpumpe installiert. Die Lufttemperatur wurde ebenfalls mit einem Thermoelement aufgenommen. Ein weiteres Thermoelement diente zur Messung der teiladiabatischen Hydratationswärmeentwicklung.

Absolutdrucksensoren wurden zur Aufnahme der Druckverhältnisse in der Schalung verwendet. Drei Sensoren wurden im Boden der Schalung eingesetzt, um Aussagen über die Druckbelastung von Abschlussdichtungen treffen zu können. Weitere sechs Drucksensoren wurden in die Schalungsrückseite eingebaut. Die Sensoren wurden in zwei Reihen à 3 Sensoren eingesetzt. Hierdurch sollten Aussagen über die Abnahme der Schalungsdrücke und über die Fließwege des Materials getroffen werden. Insbesondere sollten diese Sensoren zur Deutung des Materialverhaltens im Störfall dienen.

Die Positionen der Messsensoren sind in Abbildung 6.3 dargestellt.

Drei weitere Drucksensoren wurden in der Förderleitung eingesetzt. Hiermit sollte ein Druckprofil über die Leitungslänge aufgenommen werden können. Weiter sollte ein mögliches Verstopfen der Leitungen frühzeitig erkannt werden.

Die Verfüllvorgänge wurden durch Fotos und durch Videos kontinuierlich dokumentiert.

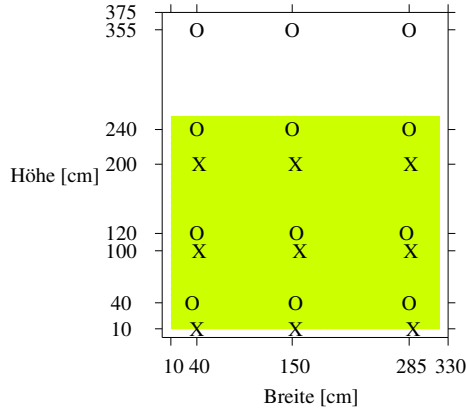


Abbildung 6.3: Position der Messsensoren: Temperatursensoren (O), Absolutdrucksensoren (X), Aufnahmebereich der Wärmebildkamera grün dargestellt

6.3 Abmessungsvergleich zwischen Beispielstruktur und den Versuchsständen

In der Literatur sind wenig Angaben über die Abmessungen von realen Tragstrukturen und deren Grouted Joints zu finden. Im Folgenden wird der Großversuchsstand und der Laborversuchsstand mit einer Beispielstruktur verglichen. Hierzu wurden Abmessungen eines Grouted Joints einer Jacket-Tragstruktur für eine Wassertiefe von 30 m und einer Anlagenleistung von 5 MW angenommen. Es werden die Bezeichnungen der Abmessungen nach DIN EN ISO 19902 verwendet. In Abbildung 6.4 sind diese Abmessungen einer Skizze eines Grouted Joints aufgeführt.

Die Breite einer Schubrippe wird mit h , die Höhe mit w und die Übergreifungslänge mit L_e bezeichnet. Die Abmessung l_{DP} wird neu eingeführt und beschreibt die Umfangslänge der Verbindung bzw. die Breite einer Prüfschalung.

Die Übergreifungslänge der Beispielverbindung ist nahezu identisch mit der Höhe des Großversuchsstands, wobei die Umfangslänge des Großversuchsstands ungefähr die Hälfte der Beispielstruktur beträgt. Schubrippenabstand und sonstige Geometrien sind identisch.

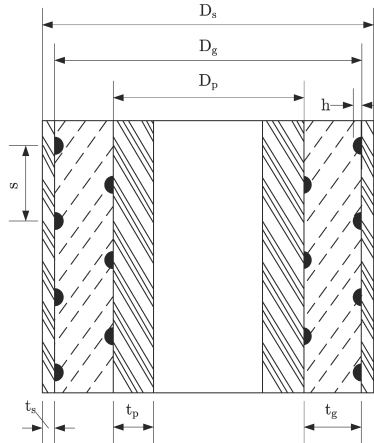


Abbildung 6.4: Skizze eines Grouted Joints mit den Bezeichnungen der Abmessungen nach DIN EN ISO 19902

Zur Einordnung des Laborversuchsstands sind seine Abmessung in Tabelle 6.1 mit aufgenommen.

Tabelle 6.1: Abmessungsvergleich zwischen Referenz und Prüfständen

Abmessung	„realer“ Grouted Joint ^a [m]	Laborversuchsstand (Voruntersuchungen) [m]	Großversuchs- stand [m]
L_e	4,00	1,50	3,65
l_{DP}^b	6,28	0,60	3,00
D_P	2,00	0,19	0,95
D_g	2,20	0,27	1,15
t_g	0,10	0,04	0,10
h	0,01	0,01	0,01
w	0,02	0,02	0,02
s	0,20	0,50	0,20

^a Annahmen für eine Jacket-Tragstruktur einer 5 MW-Anlage

^b Umfangslänge des Grouted Joints bzw. Breite der Schalung

Die geometrischen Grenzwerte nach DIN EN ISO 19902 werden für die

Beispielstruktur sowie für den Großversuchsstand eingehalten, der Laborversuchsstand hält das Verhältnis h/D_p nicht ein. In Tabelle 6.2 sind die Ergebnisse der Prüfung zu finden.

Tabelle 6.2: Vergleich der Versuchsschalungen mit einem „realen“ Grouted Joint und Einordnung der Geometrieverhältnisse in die Normung

Grenzwerte nach DIN EN ISO 19902	„realer“ Grouted Joint ^a	Groß- versuchsstand		Labor- versuchsstand (Vorversuche)	
$1,5 \leq w/h \leq 3,0$	2	2	✓	2	✓
$0,0 \leq h/s \leq 0,10$	0,05	0,05	✓	0,02	✓
$10 \leq D_g/t_g \leq 45$	22,0	11,5	✓	6,8	-
$h/D_p \leq 0,012$	0,005	0,011	✓	0,037	-
$D_p/s \leq 16$	10,00	4,75	✓	0,38	✓
$1 \leq L_e/D_p \leq 10$	2	3,8	✓	7,9	✓

^a Annahmen für eine Jacket-Tragstruktur einer 5 MW-Anlage

7 Versuchsverfahren zur Bestimmung von Materialeigenschaften im Bereich von Schubrippen

Zur genaueren Betrachtung des Materialverhaltens von Grout-Material im Bereich von Schubrippen wurde ein neues Versuchsverfahren nötig. Mit dem Versuchsverfahren sollte einerseits das Last-Verformungsverhalten von realitätsnah verfülltem Grout-Material untersucht werden, andererseits sollte die Zugfestigkeit abgeschätzt werden. Hierzu musste zuerst der Lastabtrag innerhalb eines Grouted Joints untersucht werden, um die Anforderungen an einen adäquaten Versuchsstand zu definieren.

7.1 Lastabtrag in Grouted Joints

Innerhalb eines Grouted Joints werden die Lasten zwischen Pfahl (Pile) und Schaft (Sleeve) durch das Grout-Material abgetragen. Es wird hauptsächlich von einem Lastabtrag durch Druckstreben zwischen Schubrippenpaaren ausgegangen. In diesen Bereichen kann sich nach Krahl und Karsan [KK85] im Versagensfall ein Riss ausbilden (Abbildung 7.1(a)). Dies wird als „Bruch“ der Druckstrebe bezeichnet.

Nach Leutbecher und Fehling bildet sich in einem Grouted Joint zwischen den Schubrippen eine flaschenförmige Lastverteilung aus (Abbildung 7.1(b)). Von solch einem Modell gehen auch Lohaus et al. aus [LLSW12]. Da das Grout-Material innerhalb eines Grouted Joints durch die Stahlrohre umschürt ist, kann von einem triaxialen Spannungszustand im Spalt ausgegangen werden. Der Einfluss einer unterschiedlich stark ausgeprägten Umschnürung des Grout-Materials auf das Last-Verformungsverhalten wurde untersucht. Hierzu wurde eine Teilflächenlast auf mit Stahl umschürte Probekörper aufgebracht, um die Bedingungen in einer Groutfuge eines Grouted Joints zu simulieren. Es konnte ein positiver Einfluss der Umschnürungswirkung auf die Tragfähigkeit des Grout-Materials gezeigt

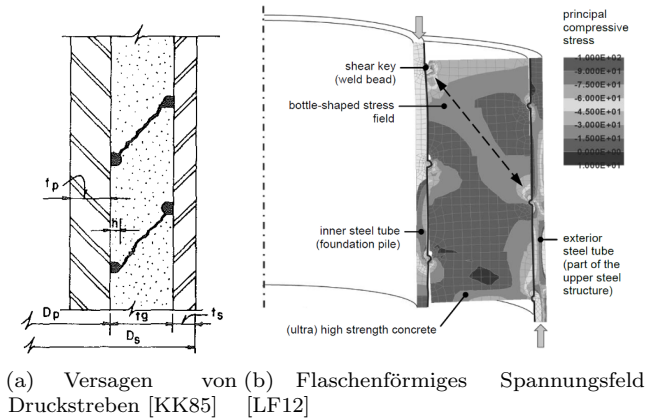


Abbildung 7.1: Lastabtrag zwischen den Schubrippen

werden (Abbildung 7.2).

Zur Betrachtung von realitätsnah verfülltem Material sollten Probekörper aus den Großversuchen verwendet werden. Hierzu sollten Probekörper aus den Bereichen der Schubrippen entnommen werden. Eine nachträgliche Umschnürung war bei den Probekörpern nicht geplant. Zur Abschätzung der Materialeigenschaften wird nachfolgend geprüft, ob ein triaxialer Spannungszustand wie in einem Grouted Joint auch ohne Umschnürung erreicht werden kann. Es sollte ein ähnlicher Spannungszustand durch eine Teilflächenlast erzeugt werden.

7.2 Spannungszustand unter einer Teilflächenlast

In der Literatur wurde in mehreren theoretischen und praktischen Arbeiten der Spannungszustand unter einer Teilflächenbelastung untersucht. Bereits 1921 betrachtete Prandtl den Spannungszustand unter einer Teilflächenbelastung. Er stellte die Theorie auf, dass sich unter der Lasteinleitung ein Dreieck ausbildet, in welchem sich vorherrschend Druckspannungen ausbilden. In den angrenzenden Bereich bilden sich Zugzonen aus. [Pra21]

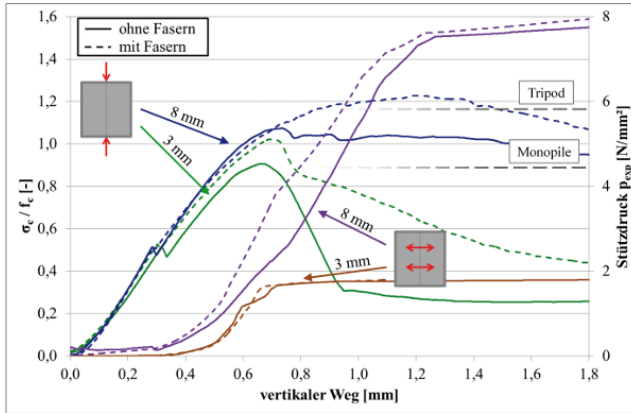


Abbildung 7.2: Stützdruckentwicklung bei unterschiedlicher Umschnürwirkung [LLSW12]

Mörsch entwickelte ein ähnliches Modell und stützt dies auf Versuche von Coker (1922). Coker führte Versuche an Glaskörpern durch, in denen er die Spannungstrajektorien unter einer Lasteinleitung ermittelte. [Mör24]

Guyon ging von einem ähnlichen Modell aus und entwickelte mathematische Überlegungen von Boussinesqsch weiter, um für unterschiedliche Lasteinleitungsbreiten Zugspannungen zu quantifizieren. Hierzu wurden Untersuchungen zur Ermittlung von Spannungstrajektorien an Kunstharzen von Tesar (1932) verwendet. [Guy51]

Leonhardt übernahm das vereinfachte Modell von Guyon und wendete es auf die Bemessung von Lasteinleitungsbereichen von Spanngliedern an [Leo55]. In Abbildung 7.3 sind die angenommenen Spannungstrajektorien unter einer Teilflächenbelastung abgebildet.

Versuche von Spieth und Hawkins stützen die Theorie von Mörsch ([Spi59] und [Haw67]). Es wurden Teilflächenbelastungen auf Betonzylinder und Würfel aufgebracht. Hierbei bildete sich ein „Sprengkegel“ aus [Spi61], der zu der Theorie von Prandtl passte. Versuche von Hawkins zeigten auch ein Ausbrechen des Betons neben der Lasteinleitung. Dieses Verhalten lässt sich mit Prandtl’s Ansatz erklären.

Chen ging von einem Lasteinleitungsbereich aus, an dem sich Druckbögen zur Lastableitung ausbilden. Zwischen den Druckbögen bilden sich

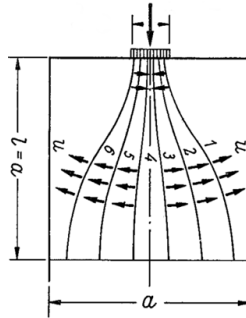


Abbildung 7.3: Spannungstrajektorien unter einer Teilflächenlast nach Leonhardt [Leo55]

Zugspannungen aus. Chen quantifizierte die Spannungsanteile in seinem Modell. [Che75]

Weitere Versuche von Wheen und Rogers zeigten ebenfalls ein Ausbilden eines Druckkegels unter der Lasteinleitung. Die Probekörper versagten letztlich auf Spaltzug. Hier wurde die These aufgestellt, dass das Versagen lediglich von der Zugfestigkeit des Betons bestimmt wird. [WR78]

Weitere Arbeiten wurden durchgeführt, um zu klären, ob die Modellvorstellungen auch auf hochfeste Betone anwendbar sind. Erste Versuche wurden von Lieberum durchgeführt der sich mit dem Unterschied zwischen normalen und hochfesten Betonen unter Teilflächenbelastung beschäftigte. In der Arbeit wurde der Einfluss der Lasteinleitung untersucht. Ein Ergebnis ist es, dass die Steigerungsrate der aufnehmbaren Spannungen unterproportional zur Betonfestigkeit anwächst. Die Tendenz des Spaltzugversagens gegenüber des Betonausbruchs wächst mit zunehmend kleiner werdender Lasteinleitungsfläche. [Lie87]

Versuche nach Cai und Xue, Reinhardt und Koch sowie Empelmann und Wichers zeigten eine Steigerung der einaxialen Druckfestigkeit bei einer Teilflächenbelastung. Umso kleiner die Lasteinleitung gewählt wurde, desto größer waren die Laststeigerungsraten. Auch hier zeigte sich eine Ausbildung eines Bruchkegels. An den Flanken der Kegel konnte zermahlener Beton festgestellt werden, was auf ein Abscheren zurückzuführen ist. [CX96] [RK97] [EW09]

Empelmann und Wichers erklärten die Laststeigerungen durch einen

mehraxialen Spannungszustand unterhalb der Lasteinleitungsfläche [EW09].

Anhand der Literatur kann davon ausgegangen werden, dass in einem Probekörper aus hochfestem Beton die Lasten aus einer Teilflächenbelastung durch Druckbögen abgetragen werden. Zwischen den Druckbögen bilden sich Zugkräfte aus, die durch die umschnürende Wirkung des umliegenden Betons bis zum Versagen aufgenommen werden.

Es ist anzunehmen, dass sich ein derartiges Tragverhalten auch in Grouted Joints zwischen den Schubrippen ausbildet. Hiermit ist ein Versagen des Grout-Materials vor der Schubrippe sowie der „Bruch“ der Druckstrebe zu erklären.

Somit kann durch ein Aufbringen einer geeigneten Teilflächenbelastung auf einen Probekörper aus Grout-Material einen ähnlichen Spannungszustand wie in einem realen Grouted Joint erzeugt werden.

7.3 Anforderungen an einen Versuchsstand

Die Teilflächenbelastung sollte durch eine schmale Linienlast aufgebracht werden. Hierdurch sollte einerseits ein Spaltzugversagen sichergestellt werden und andererseits der Einfluss der Gesteinskörnung minimiert werden. Die Gesteinskörnung besitzt einen höheren E-Modul als der Zementstein. Durch einen größeren Einflussbereich können die Unterschiede zwischen Zementstein und Gesteinskörnung besser aufgeteilt werden. Die Länge der Linienlast sollte kleiner als die Kantenlängen der Probekörper sein, um die Ausbildung eines triaxialen Spannungszustandes zu ermöglichen. Das Material des Stempels zum Aufbringen der Linienlast musste an die zu erwartende Festigkeit des Grout-Materials angepasst werden. Plastische Verformungen des Stempels sollten ausgeschlossen werden. Zum mehrmaligen Gebrauch sollte die Härte des Materials ausreichend hoch sein.

Die Kantenlängen der Probekörper sollten möglichst lang gewählt werden, aber mindestens die Höhe des Probekörpers betragen, um einen umschnürenden Einfluss des Grout-Materials sicherzustellen. Da Inhomogenitäten im Bereich der Schubrippen betrachtet werden sollten, musste die Lasteinleitung möglichst nah an diesem Bereich stattfinden. Hierzu musste der, durch die Schubrippe ausgesparte, Bereich stabilisiert werden, um ein Abscheren des Materials in den ausgesparten Bereich hinein zu

behindern.

Der Versuchsrahmen und der Versuchsstempel mussten die Möglichkeit zur Wegmessung bieten, um Last-Verformungskurven aufnehmen zu können.

7.4 Versuchsverfahren

Um die benötigten Kräfte für eine Prüfung abzuschätzen zu können, wurden in der Literatur ähnliche Versuche gefunden. Anhand dieser Versuche konnte die benötigte Prüfmaschine sowie das Material für die Lasteinleitung gewählt werden.

7.4.1 Versuche von Blanford

Blanford führte Untersuchungen an Mörtelprobekörpern unter Teilflächenbelastung durch [Bla80]. Hierzu verwendete er einen Stahlstempel der einen Mörtelprobekörper bis zum Versagen belastete. Dieser Stempel besaß eine Länge von 3 inch (≈ 76 mm) und eine Breite von $1/4$ inch ($\approx 6,4$ mm) und sollte eine Schubrippe eines Grouted Joints darstellen. Der Probekörper wurde in einem Trog hergestellt mit einer Breite von 76 mm, einer Länge von 305 mm und einer Tiefe von 38 mm [Lam88]. Der Mörtel bestand hälftig aus Zement und Sand. Die Druckfestigkeiten wurden an 2 inch (≈ 50 mm) großen Würfeln nach 15 und 28 Tagen bestimmt. Die Druckfestigkeiten betragen zwischen 6,5 ksi und 10,8 ksi bzw. ungefähr $43,4$ N/mm² und $74,5$ N/mm². Das Versagen der Probekörper trat bei einem ungefähr 5 bis 6-fach höheren Wert im Vergleich zu den Würfeldruckfestigkeiten ein.

7.4.2 Stempelversuch

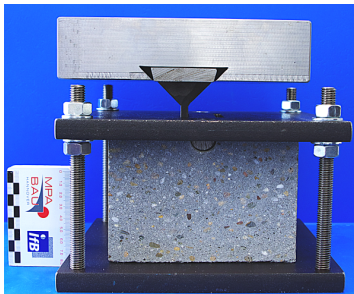
Zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens von verfülltem Grout-Material wurde die Geometrie des Stempels nach Blanford gewählt. Hierdurch konnten die Ergebnisse der Versuche in Teilbereichen miteinander verglichen werden.

Da der Einfluss des Verfüllprozesses auf das Grout-Material untersucht werden sollte, ist die Höhe der Probekörper und die Geometrie der ausgearbeiteten Schubrippe bereits durch die Geometrie des Großversuchsstands

festgelegt. Lediglich die Länge und die Breite wurden an den Stempel und die Gegebenheiten der Prüfmaschine angepasst.

Auf Grundlage der Ergebnisse von Blanford könnten bis zu ca. 450 kN Druckkraft benötigt werden, um ein Versagen der verwendeten Grout-Materialien sicherzustellen.

Somit wurde zum Aufbringen der Last eine hydraulische Prüfmaschine mit einer maximalen Druckkraft von 1 MN ausgewählt (Abbildung 7.4(b)). Die Kraft wurde weggesteuert mit 0,5 mm pro Minute aufgebracht. Die Wege des Stempels wurden durch externe induktive Wegaufnehmer gemessen.



(a) Versuchseinheit



(b) eingebaute Versuchseinheit

Abbildung 7.4: Versuchstand Stempelversuch

Der Versuchsrahmen besteht aus einer unteren Stahlplatte, die über Gewindestangen mit einer oberen Platte verbunden ist. Die Stahlplatten halten einen Stahlstab, der in die Aussparung der Schubrippe eingesetzt wurde. Dieser Stahlstab stabilisiert die Randbereiche neben der Schubrippe und verhindert so ein Abscheren des Grout-Materials in diesem Bereich.

In die obere Platte wurden 2 Schlitze gefräst, die den schmalen Steg des Stempels im Schadensfall halten sollen. Der Stempel besteht aus einem Einsatzstahl¹ mit einer Festigkeit von 1100 bis 1300 N/mm². Der Stempel wurde bis in eine Tiefe von ca. 1 mm auf eine Rockwellhärte von Hrc 61 bis Hrc 62 einsatzgehärtet, um duktilen Kernmaterial beizubehalten. In

¹Diese Art von Stahl kann durch ein nachträgliches Einbringen von Kohlestoff selektiv gehärtet werden.

Abbildung 7.4(a) ist die Versuchseinheit abgebildet. Nähere Informationen befinden sich im Anhang B ab Seite 263.

8 Verfüllversuche

8.1 Versuchsplan

Die Versuche im Großversuchsstand für Verfüllversuche gliedern sich in vier Teile. Es wurden planmäßige Verfüllversuche mit den Hauptmaterialien und exemplarisch mit zwei weiteren Grout-Materialien durchgeführt. Anschließend wurden zwei maßgebliche Störfälle mit den Hauptmaterialien simuliert.

Zuerst wurden die drei Hauptmaterialien planmäßig unter nassen Umgebungsbedingungen verfüllt. Die Ergebnisse der Voruntersuchungen zeigten einen negativen Einfluss einer wassergefüllten Prüfschalung auf die Materialeigenschaften des Grout-Materials.

Anhand der Materialcharakterisierung im Rahmen der Voruntersuchungen wurden unterschiedliche Eigenschaften der Nebenmaterialien im Vergleich zu den Hauptmaterialien festgestellt. Unterschiede wurden im Bereich der Frischmaterialeigenschaften sowie bei den Festmaterialeigenschaften bemerkt. Eine höhere Viskosität, eine geringere Druck- und Biegezugfestigkeit und eine geringere Rohdichte wurde beobachtet. Durch zwei Großversuche wurde weiter geprüft, ob sich weitere nicht bekannte Phänomene einstellen würden. Die zwei Nebenmaterialien wurden planmäßig verfüllt.

Folgend wurden zwei neue Störfälle simuliert, die sich aus den Voruntersuchungen ergaben. Es zeigte sich, dass ein Ansteifen des Materials während des Verfüllprozesses möglich ist. Es wurde mit Störfall 4 (SF 4) ein zeitverzögerter Verfüllprozess simuliert. Solch ein Versuch war im Rahmen der Vorversuche aufgrund der Größe des Laborversuchsstands nicht möglich. SF 4 kann als Simulation eines Ausfalls eines Mixers der Mischeinheit betrachtet werden. Aufgrund einer Mischzeit von 8 Minuten und der benötigten Zeit zum Beschicken des Mixers kam es zu einem wiederkehrenden mehrminütigen Stop des Verfüllprozesses.

Ein weiterer Störfall (SF 5) ergab sich aus der Simulation von SF 3, hier

Tabelle 8.1: Versuchsplan der Großversuche

Material	Planmäßiger Verfüllprozess	Störfall 4 ^a	Störfall 5 ^b
A	x	x	x
B	x	x	x
C	x	x	x
D	x	-	-
E	x	-	-

^a Ausfall eines Mischers^b 3 m freier Fall durch Wasser

fiel das Grout-Material ca. 30 cm frei durch das anstehende Wasser. In diesem Versuch wurde eine unzureichend ausgeführte Reparaturmaßnahme simuliert. Anhand dieses Versuchs konnte eine dünne, stark ausgewaschene Schicht beobachtet werden vgl. Abschnitt 5.4.4.3. Im Großversuchsstand wurde das Material über einen Weg von 3 m frei durch das anstehende Wasser fallen gelassen, um realitätsnähere Bedingungen zu simulieren. Oberhalb des „Stingers“ verblieben 0,65 m bis zur Oberkante der Großversuchsschalung. Der „Stinger“ verblieb an dieser Position, bis die Schalung vollständig gefüllt war. Somit fiel das Grout-Material ab dieser Höhe nicht mehr frei durch das anstehende Wasser.

Tabelle 8.1 stellt den zugehörigen Versuchsplan der Großversuche dar.

Es wurden ergänzend zu den Großversuchen Begleituntersuchungen durchgeführt. Hierzu zählten die Bestimmung von Frischmaterialeigenschaften von ausgewählten Chargen, Herstellung von Probekörpern für Festmaterialprüfungen und das Verfüllen der Laborversuchsschalung mit der Misch- und Verfülleinheit des Großversuchsstands. Die so entstandenen Probewände wurden, wie in Abschnitt 5.4 beschrieben, bearbeitet und ausgewertet. Hierdurch sollte geprüft werden, ob eine Übertragbarkeit zwischen Laborversuch und Großversuch möglich ist.

8.2 Versuchsdurchführung

Zu Beginn eines Verfüllversuchs wurde eine Vorlaufmischung zur Schmierung der Schlauchleitungen verwendet. Diese Vorlaufmischung bestand bei Material A und D aus einem hochfesten Material auf Zementbasis,

welche vom Hersteller des Grout-Materials angeboten wird und bereits in den Voruntersuchungen verwendet wurde. Im Rahmen der Versuche mit Material B und C wurde eine herkömmliche Vorlaufmischung auf Zementbasis analog zu den Vorversuchen verwendet.

Die Vorlaufmischungen wurden unter Zuhilfenahme eines handgeführten Doppelwellenmischers angemischt und anschließend in den Vorratsbehälter der Förderpumpe gefüllt. Nach dem Fördern der Vorlaufmischung wurde das frische Grout-Material gefördert. Hierzu wurden die beiden Mischer wechselseitig beschickt, um eine möglichst kontinuierliche Förderung zu gewährleisten. Die Mischzeit des Grout-Materials betrug jeweils 8 min.

Das vom Grout-Material innerhalb der Schalung verdrängte Wasser wurde über einen Ablauf im oberen rechten Bereich der Schalung abgeführt. Der Verfüllprozess wurde mit dem Erreichen der Oberkante der Großversuchsschalung beendet.

Nach 48 Stunden wurde die Großversuchsschalung mittels Portalkran und Kipprahmen horizontal abgelegt. Die oberen Schalelemente wurden entfernt. Anschließend wurden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 100 mm aus dem Bauteil entnommen und unter Wasser gelagert. Die Druckfestigkeit der Bohrkerne wurde nach 7 Tagen bestimmt. Als Referenzwert diente der Mittelwert von drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm. Es wurden drei weitere Würfel nach 28 Tagen geprüft. In Abbildung 8.1 ist das Ablegen der Großversuchsschalung und die Probennahme an einem Bauteil abgebildet.

Nach dem Entnehmen der Bohrkerne wurden 5 Querschnitte in Form von schmalen Streifen aus dem Bauteil herausgetrennt. Diese Streifen wurden später auf Inhomogenitäten und Einschlüssen untersucht.

Folgend wurden die Bauteile zerlegt, um die Reststücke bis zur Entnahme der Probekörper für die Stempelversuche einzulagern. Anhand einer automatisierten Bildanalyse der Querschnitte wurde die Entnahmeposition der Probekörper hierzu nachträglich bestimmt. Näheres zum Verfahren ist im Anhang D ab Seite 297 zu finden.

8.3 Planmäßiger Verfüllprozess

Nachfolgend werden die wichtigsten Kennwerte und Ergebnisse aus den Verfüllversuchen erläutert. Detaillierte Informationen zu den Versuchen sind im Anhang E ab Seite 307 zu finden. Die Querschnitte aus den Verfüll-



(a) Kippen der Versuchsschalung



(b) Zerlegen des Bauteils

Abbildung 8.1: Ablegen der Großversuchsschalung mit anschließender Probenahme am Bauteil

versuchen mit den Hauptmaterialien wurden durch die computergestützte Bildauswertung auf Sedimentationen hin analysiert.

Für die Verfüllversuche wurde die Großversuchsschalung mit einer Schikane ausgestattet. Unterhalb der oberen linken Ecke wurde ein Brett mit einer Stärke von 5 cm schräg eingebaut. Hierdurch sollte ein Hindernis innerhalb eines Grouted Joints abgebildet werden. Die Schikane wurde für den Verfüllversuch mit Material A nicht verwendet, um einen Referenzversuch zu erhalten. So konnte anhand dieses Versuchs der ungestörte Fließweg des Grout-Materials betrachtet werden.

8.3.1 Material A

Es wurde ein mittlerer w/f-Wert zur Herstellung des Mörtels verwendet. Der Verfüllversuch wurde im Sommer bei Lufttemperaturen zwischen 25 °C und 28 °C durchgeführt. Die Frischbetontemperaturen betragen zwischen 33 °C und 35 °C bei einem Setzfließmaß zwischen 770 mm und 850 mm. In Tabelle E.1 auf Seite 307 sind die Frischmaterialkennwerte aufgelistet.

Unmittelbar nach dem Beginn des Verfüllprozesses verstopfte jedoch die Förderleitung. Darauf hin wurde ein Teil der Förderschläuche entfernt und der Verfüllprozess wurde mit einer Förderschlauchlänge von 13 m anstelle

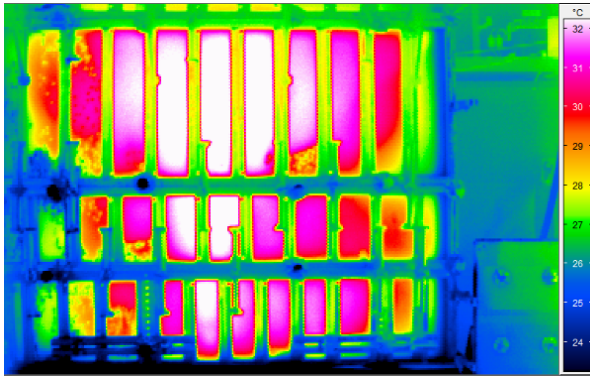


Abbildung 8.2: Thermogramm der Großversuchsschalung nach Ende des Verfüllprozesses

der geplanten 26 m durchgeführt. Nach dem Entfernen des verstopften Schlauches konnte der Verfüllprozess ohne Probleme durchgeführt werden.

Während des Verfüllversuchs wurde ein maximaler Pumpendruck von 7,1 bar gemessen, innerhalb der Schalung herrschte ein maximaler Druck von 2,00 bar.

Die maximale Temperatur innerhalb der Schalung betrug 56,7 °C. Parallel wurde die Hydratationswärme im Dewar-Gefäß in Anlehnung an DIN EN 196-9 bestimmt. Dieser Wert lag um 5,3 °C geringer und betrug somit 51,4 °C.

Die Fließwege des Grout-Materials wurden unter Zuhilfenahme einer Wärmebildkamera bestimmt. Hierzu wurden Temperaturunterschiede zwischen frisch verfülltem Grout-Material und bereits verfülltem Grout-Material in der Schalung genutzt. Das frisch verfüllte Grout-Material besitzt aufgrund des Misch- und Verfüllprozesses eine höhere Temperatur als das bereits verfüllte Grout-Material. Nach dem Eintritt in die Schalung kühlt das Material ab, bis der sekundäre Prozess der Hydratationswärmeentwicklung beginnt. Somit kann mittels Thermografie zwischen dem abkühlenden Material und dem zuletzt eingefülltem Material unterschieden werden. In Abbildung 8.2 ist ein Thermogramm nach dem Verfüllprozess abgebildet.

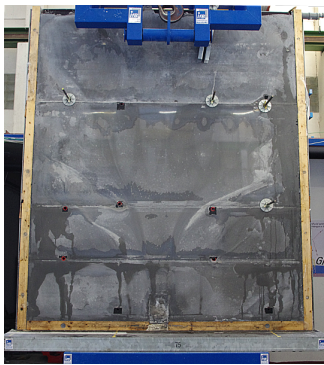
Hier ist ein wärmerer Bereich (weiß dargestellt) zu erkennen, der sich vom Einfüllstutzen trichterförmig nach oben hin ausbreitet. Es ist davon auszugehen, dass dies der Fließrichtung des Materials entsprach.

Das ausgeschaltete Bauteil ist in Abbildung 8.3(a) dargestellt. Anhand des Bauteils konnten keine makroskopischen Fehlstellen festgestellt werden. Die Querschnitte der Probewand zeigten keine Sedimentationserscheinungen (Abbildung D.4 Seite 301). Im Bereich der Schubrippen konnten nur partiell geringe Auffälligkeiten beobachtet werden. Die Verteilung der maximalen Temperaturen innerhalb der Schalung zeigten keine Besonderheiten auf (Abbildung E.8 Seite 316).

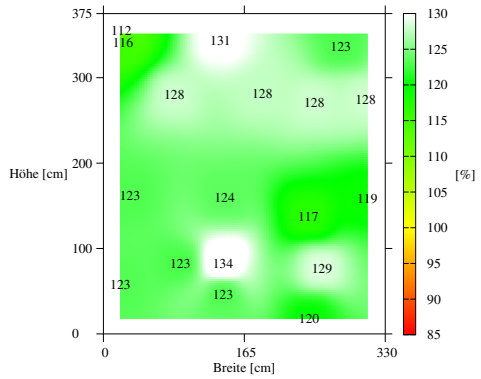
Die Referenzdruckfestigkeit betrug nach 7 Tagen $116,5 \text{ N/mm}^2$ und nach 28 Tagen $142,6 \text{ N/mm}^2$.

In Abbildung 8.3(b) sind die relativen Druckfestigkeiten der Bohrkerne grafisch dargestellt. Analog zu den Verfüllversuchen innerhalb der Voruntersuchungen sind die relativen Ergebnisse der Bohrkernprüfungen an den Entnahmestellen der Bohrkerne aufgelistet. Die grafische Darstellung der Druckfestigkeitsverteilung wurde nach dem Schema der Darstellungen im Rahmen der Voruntersuchungen erstellt (siehe Abschnitt 5.4.2 Seite 57).

Jeder Wert der entnommenen Probekörper lag höher als die Referenzdruckfestigkeit. Der höchste Einzelwert beträgt 134% und der kleinste hiervon 112%. Der Medianwert der Druckfestigkeit betrug 123,2% mit einer Standardabweichung von 5,4%.



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeiten

Abbildung 8.3: Ergebnisse des planmäßigen Verfüllprozesses

8.3.2 Material B

Zur Herstellung des Grout-Materials wurde der minimale w/f-Wert gewählt. Material B wurde unter relativ kühlen Lufttemperaturen verfüllt. Die Lufttemperatur betrug während des Versuchs zwischen 14,4 °C und 15,8 °C. Dementsprechend betrug die Frischmaterialtemperatur 19,7 °C bis 22,9 °C. Das Setzfließmaß lag zwischen 930 mm und 955 mm. In Tabelle E.2 sind die zugehörigen Frischmaterialkennwerte aufgelistet.

Dieser Verfüllversuch konnte ohne Vorfälle mit 26 m Förderleitungslänge durchgeführt werden.

Der maximale Pumpendruck betrug hierbei 10,4 bar. Innerhalb der Großversuchsschalung wurde hingegen ein maximaler Druck von 1,85 bar gemessen.

Eine maximale Temperatur von 62,9 °C wurde innerhalb der Versuchsschalung gemessen. Damit lag der Wert um 8,1 °C höher als die maximale Temperatur im Dewar-Gefäß. Die Temperaturverteilung der maximalen Temperaturen aus Hydratationswärme ist in Abbildung 8.4 dargestellt. Auffällig sind die erhöhten Werte oben links und oben rechts, die auf eine Ablagerung der Vorlaufmischung und entmischtes Material hindeuten. Der Temperaturgradient zwischen den oberen Messsensoren und den unteren Sensoren deutet auf ein Sedimentieren der Gesteinskörnung hin.

Anhand des ausgeschalteten Bauteils bestätigten sich die Beobachtungen während des Verfüllprozesses und der Hydratationsphase. Querschnitte aus dem oberen Bereich zeigten Ablagerungen der Vorlaufmischung und entmischtes Grout-Material vgl. Abbildung 8.4(a) und 8.4(b). Ein Sedimentieren der Gesteinskörnung zeigten die Ergebnisse der computergestützten Bildanalyse der Querschnitte. In Abbildung 8.5 ist der prozentuale Anteil der Gesteinskörnung bezogen auf den Mittelwert der Gesteinskörnung aller Querschnitte abgebildet. Jeder Kreis steht hierbei für eine Messstelle.

Die weiß eingefärbten Bereiche im unteren linken und rechten Drittel zeigen Bereiche mit über 120% rel. Anteil an Gesteinskörnung. Vermehrt hatte sich in diesen Bereichen gröbere Gesteinskörnung abgelagert. Zur Veranschaulichung des relativen Gehaltes an Gesteinskörnung dient Abbildung 8.6.

Insbesondere fällt in Abbildung 8.6(c) eine vertikale Schichtbildung innerhalb des Querschnitts auf. Dies deutet auf unterschiedlich altes Material

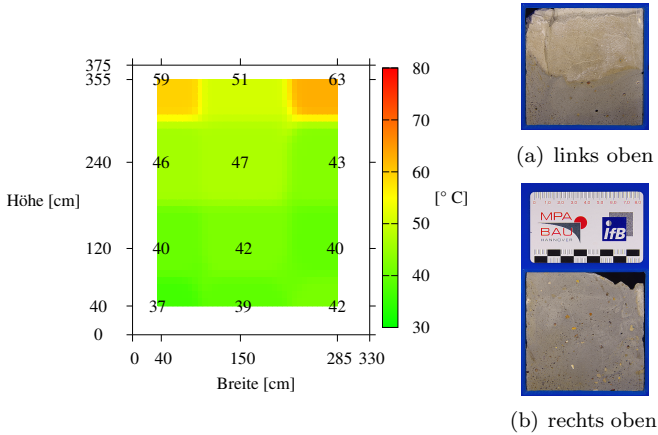


Abbildung 8.4: links: Verteilung der maximalen Temperaturen in der Schaltung, rechts: Ablagerungen der Vorlaufmischung (a) und entmischtes Grout-Material (b)

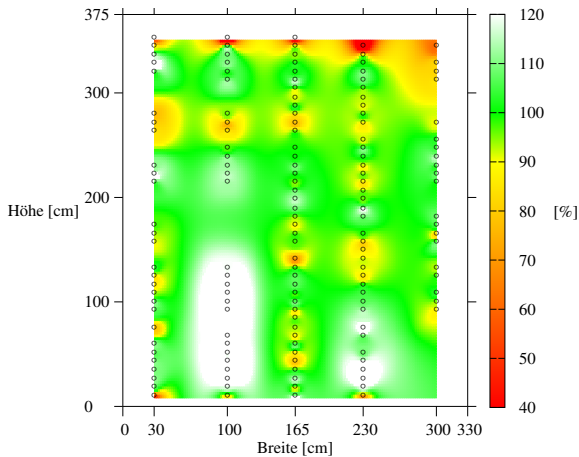


Abbildung 8.5: Relative Gesteinskörnungsverteilung innerhalb des Bauteils. Bereiche der Messstellen sind durch schwarze Kreise markiert.

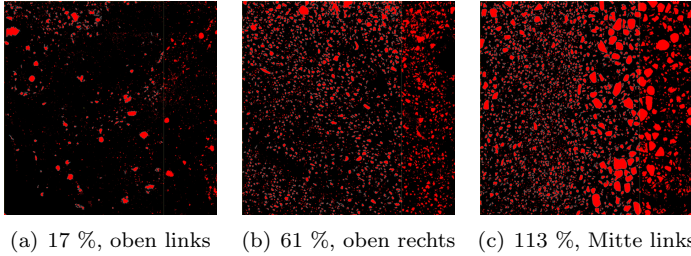


Abbildung 8.6: Beispiele für den relativen Anteil an Gesteinskörnung anhand vorbereiteter Fotos für die computergestützte Bildauswertung

im Querschnitt hin und somit auf ein Ansteifen des Materials während des Verfüllprozesses.

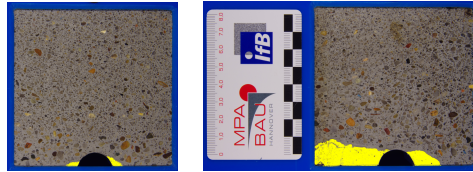
In den unteren Eckbereichen des Bauteils sind ebenfalls Ablagerungen zu erkennen. Im Bereich unterhalb der Schikane (oben links) lagerte sich ein Teil der Vorlaufmischung ab.

Über die gesamte Höhe des Schubrippenbereichs wurden Anlagerungen der Vorlaufmischung im Bereich der Schubrippen beobachtet. Die Vorlaufmischung lagerte sich rechts und links des Einfüllstutzens an. Im mittleren Bereich sind hingegen keinerlei Anlagerungen zu beobachten. Abbildung 8.7 zeigt zwei Beispiele von Ablagerungen im Bereich der Schubrippen. Es ist anzunehmen, dass die Vorlaufmischung auf primärem Fließweg (Abbildung E.1 Seite 309) des Materials bis zur Oberseite der Schalung transportiert wurde. In den abseitigen Totzonen lagerte sich die übrige Vorlaufmischung ab. Der relative Gesteinskörnungsgehalt im Bereich der Schubrippenaussparung ist im Anhang D.4 ab Seite 303 dokumentiert.

Makroskopische Fehlstellen waren nicht vorhanden (Abbildung 8.8(a)).

Referenzdruckfestigkeiten von $130,0 \text{ N/mm}^2$ wurden nach 7 Tagen erreicht, nach 28 Tagen $148,6 \text{ N/mm}^2$.

Die Druckfestigkeit der Bohrkerns streut zwischen 39% und 114% bezogen auf die Referenzfestigkeit nach 7 Tagen. Dies ist zum Teil auf Ablagerungen der Vorlaufmischung aber auch auf entmischtes Grout-Material zurückzuführen. Exemplarisch sind in den Abbildungen 8.9(a) und 8.9(b) die Bohrkerns gegenübergestellt, deren Prüfergebnisse die höchste und die

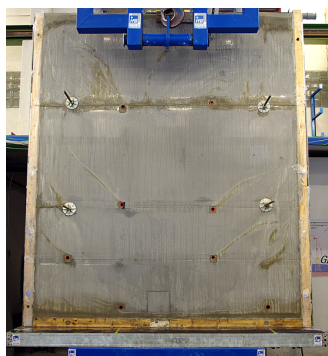


(a) linke untere Bauteilseite, Bauteilseite, geringe Ablagerungen
 (b) rechte untere Bauteilseite, größere Ablagerungen

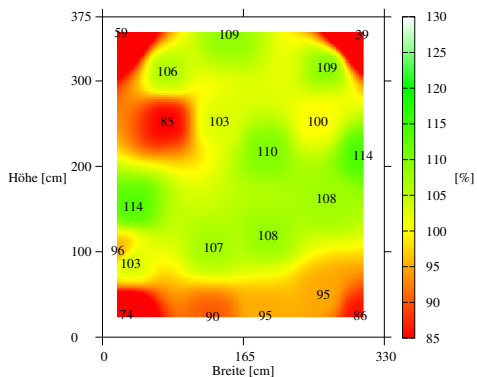
Abbildung 8.7: Beispiele für Ablagerungen im Bereich der Schubrippen anhand von Bauteilquerschnitten (Ablagerungen gelb markiert)

niedrigste relative Druckfestigkeit ergaben. Der Medianwert der relativen Druckfestigkeiten lag insgesamt bei 103% mit einer Standardabweichung von 18% der Referenzdruckfestigkeit.

Die relative Druckfestigkeitsverteilung ist in Abbildung 8.8(b) dargestellt. Hier ist im unteren Bereiche eine reduzierte Druckfestigkeit zu erkennen. Ebenso ist eine reduzierte Druckfestigkeit in den oberen Randbereichen festzustellen sowie unterhalb der Schikane auf der linken Seite. Die reduzierten Druckfestigkeiten sind zumeist auf Ablagerungen der Vorlaufmischungen und Entmischungen des Grout-Materials zurückzuführen. Im mittleren Bereich konnte im Vergleich zu den Referenzdruckfestigkeiten eine Steigerung der Druckfestigkeit festgestellt werden.

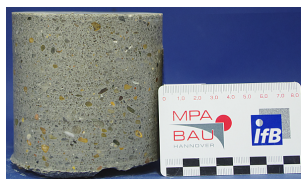


(a) ausgeschaltetes Bauteil

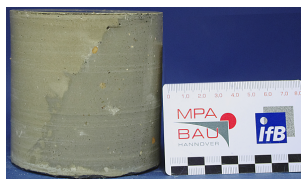


(b) rel. Druckfestigkeiten

Abbildung 8.8: Ergebnisse des planmäßigen Verfüllprozesses



(a) 114 % rel. Druckfestigkeit



(b) 39 % rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.9: (a): ungestörter Bohrkern, (b): Bohrkern bestehend aus Ablagerungen der Vorlaufmischung und entmischtem Grout-Material

8.3.3 Material C

Der maximale w/f -Wert des Herstellers wurde für die Herstellung des Grout-Materials gewählt. Die Lufttemperatur während des Verfüllversuchs lag annähernd im Bereich von Laborklima (17,5 °C und 22,0 °C). Die Frischbetontemperatur betrug 27,6 °C bis 28,8 °C. Die Spannweite des Setzfließmaßes bewegte sich zwischen 780 mm und 845 mm. Tabelle E.3 auf Seite 308 listet die Frischmaterialkennwerte auf.

Der Versuch musste wiederum mit einer Förderleitungslänge von 13 m anstelle der geplanten 26 m durchgeführt werden. Nach dem Start des Verfüllprozesses verstopfte einer der zwei Förderschläuche. Dieses Teilstück mit einer Leitungslänge von 13 m wurde entfernt. Der folgende Verfüllprozess konnte ohne weitere Vorkommnisse durchgeführt werden. Während des Verfüllversuchs wurde ein maximaler Pumpendruck von 5,6 bar gemessen. Innerhalb der Großversuchsschsschalung betrug der maximale Druck 1,85 bar.

Die Hydratationswärmeentwicklung im Dewar-Gefäß lag bei diesem Versuch höher als der maximale Wert in der Großversuchsschalung. Der Wert im Dewar-Gefäß betrug 80,5 °C und der maximale Wert innerhalb des Bauteils 77,4 °C.

Abbildung 8.10(a) zeigt das ausgeschalte Bauteil. Im oberen Bereich ist eine Ablagerung der Vorlaufmischung zu erkennen. Im linken Bereich beträgt die Schichtdicke dieser Ablagerung ca. 10 cm, im mittleren Bereich ca. 7 cm und im rechten Randbereich ca. 25 cm. In den unteren Randbereichen lagerte sich ebenfalls Vorlaufmischung ab. Im Bereich der Schikane konnten weitere Ablagerungen festgestellt werden (Abbildung 8.11(a)).

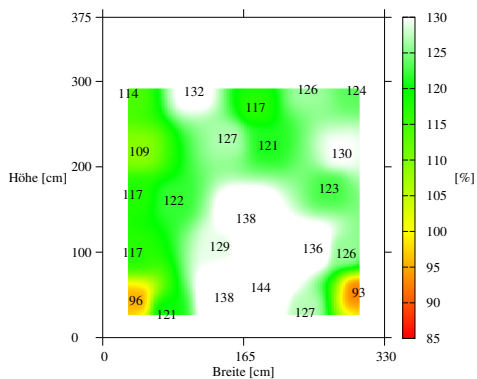
In Abbildung 8.11(b) ist die Mächtigkeit der Ablagerungen im Bereich der Schikane zu erkennen.

Wie in Abbildung 8.3.2 für Material B beschrieben, lagerte sich auch hier die Vorlaufmischung im Bereich der Schubrippen ab. Im mittleren Bereich, in dem sich der primäre Fließweg (Abbildung E.2) ausbildet, sind hingegen keine Ablagerungen vorhanden. In Abbildung 8.7 werden zwei typische Beispiel für Ablagerungen im Bereich der Schubrippen außerhalb des primären Fließweges vorgestellt.

Die Referenzdruckfestigkeit nach 7 Tagen betrug 118,6 N/mm², nach



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeiten

Abbildung 8.10: Ergebnisse des planmäßigen Verfüllprozesses

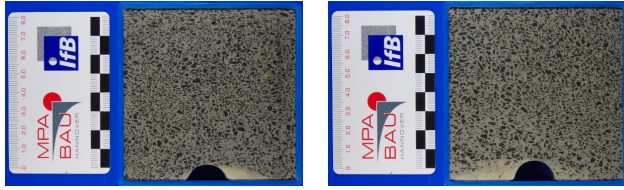


(a) Ablagerungen im Bereich der Schikane



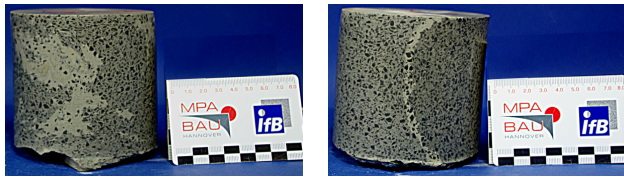
(b) Seitlicher Schnitt

Abbildung 8.11: (a): Rückseite eines Teilstücks im Bereich der Schikane, (b): Querschnitt aus diesem Bereich



(a) rechte mittlere Seite, Ablagerung hauptsächlich unterhalb der Schubrippe
 (b) linke untere Seite, Ablagerung hauptsächlich oberhalb der Schubrippe

Abbildung 8.12: Beispiele für Ablagerungen im Bereich der Schubrippen



(a) 93% rel. Druckfestigkeit
 (b) 126% rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.13: Bohrkern mit Einlagerungen der Vorlaufmischung aus dem rechten unteren Bereich des Bauteils

28 Tagen $137,5 \text{ N/mm}^2$.

Bis zu 44% höher lagen die einzelnen relativen Druckfestigkeitswerte der Bohrkern. In den unteren Randbereichen wurde die Referenzdruckfestigkeit um bis zu 7% unterschritten vgl. Abbildung 8.10(b). Der Bohrkern aus dem unteren rechten Bereich ist in Abbildung 8.13(a) dargestellt. Eine partielle Einlagerung der Vorlaufmischung ist zu erkennen. Vergleichend hierzu ist ein Bohrkern mit einer relativen Druckfestigkeit von 126% in Abbildung 8.13(b) dargestellt. Hier hatte die Einlagerung keine negative Auswirkung auf die Druckfestigkeit.

Bei diesem Verfüllversuch betrug der Medianwert der Druckfestigkeit 126,6% mit einer Standardabweichung von 12,0%. Hierbei ist zu bemerken, dass der obere Bereich des Bauteils aus technischen Gründen nicht beprobt werden konnte. Abgesehen von der obersten Schicht, welche aus der Vorlaufmischung besteht, sind in diesem Bereich keine geringeren Festigkeiten

zu erwarten. Hierauf deutet in diesem Bereich auch die nahezu homogene Temperaturverteilung (Abbildung E.18 Seite 327) und die überwiegend homogene Verteilung der Gesteinskörnung (Abbildung D.11 Seite 304) hin.

8.3.4 Material D

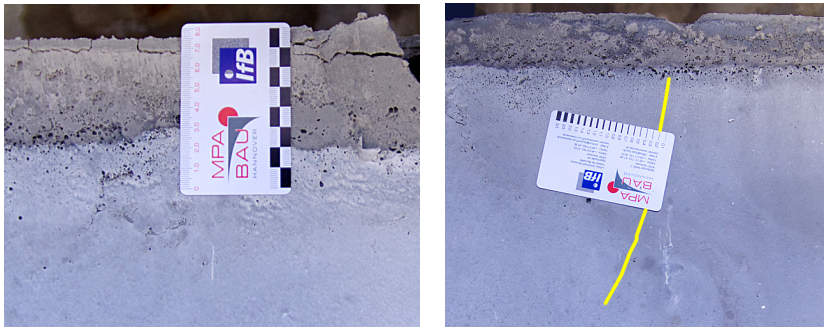
Für die Herstellung des Grout-Materials mit Material D wurde ein mittlerer w/f-Wert gewählt. Im Bereich von typischem Laborklima lagen die Lufttemperaturen. Sie betragen zwischen 19,2 °C und 21,1 °C. Die Frischmaterialtemperaturen bewegten sich in einem Bereich von 23,9 °C bis hin zu 26,7 °C. Das Setzfließmaß erreichte Werte von 825 mm bis 880 mm. In Tabelle E.4 auf Seite 308 sind die Frischmaterialeigenschaften detailliert aufgelistet.

Der Verfüllprozess konnte ohne Besonderheiten mit 26 m Förderschlauchlänge durchgeführt werden. Es wurde ein maximaler Pumpendruck von 6,8 bar gemessen. In der Schalung betrug der maximale Druck hingegen 1,84 bar.

Innerhalb der Großversuchsschalung wurde ein maximaler Wert für die Temperatur aus Hydratationswärme von 61,7 °C gemessen. Die maximale Temperatur im Dewar-Gefäß betrug geringere 56,3 °C.

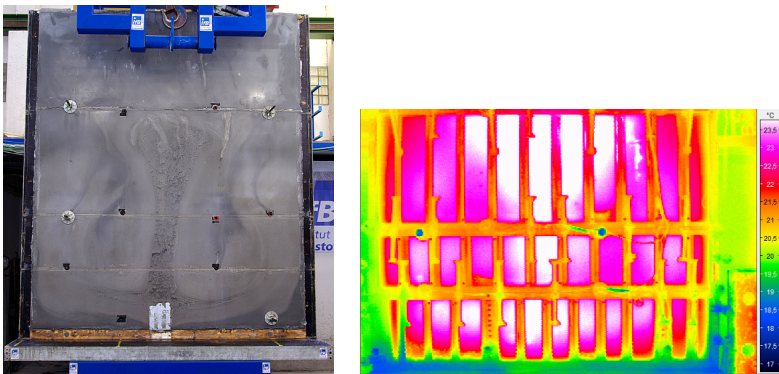
Im oberen Bereich des Bauteils konnte eine nicht tragfähige Schicht beobachtet werden. Diese Schicht hatte auf der linken Seite eine Mächtigkeit von ca. 5 cm (Abbildung 8.14(a)), in der Mitte von ca. 2 cm und rechts von ca. 4 cm. Darunter war im mittleren Bereich eine Schicht von ca. 3 cm scheinbar entmischtes Grout-Material zu erkennen. Vereinzelt konnte im oberen Bereich eine Rissbildung von ca. 10 cm mit einer Rissbreite von ca. 0,1 mm bis 0,2 mm beobachtet werden vgl. Abbildung 8.14(b).

Makroskopische Fehlstellen konnten am Bauteil nicht erkannt werden. Auf Abbildung 8.15(a) zeigen sich im Bereich des Fließweges schwarze Ablagerungen. Solche Ablagerungen sind auch sichelförmig vom Einfüllstutzen ausgehend zu erkennen. Vermutlich bildeten sich während des Verfüllprozesses sekundäre Fließwege aus, bestehend aus teilweise entmischem Grout-Material. Hierauf deuten die schwarzen Ablagerungen hin. Die These wird durch das Thermogramm in Abbildung 8.15(b) unterstützt. Hier ist ein mittlerer primärer Fließweg, aber auch sekundäre Fließwege zu den Schalungseiten führend zu erkennen. Vermutlich steifte das Material



(a) „Schlammschicht“ im oberen Bereich (b) Rissbildung im oberen Bereich (0,2 mm)

Abbildung 8.14: Ablagerungen und Rissbildung im oberer Bereich des Bauteils, Riss gelb markiert



(a) ausgeschalter Probekörper (b) Thermogramm, Ende Verfüllprozess

Abbildung 8.15: Ergebnis des planmäßigen Verfüllprozesses und Fließweg des Grout-Materials

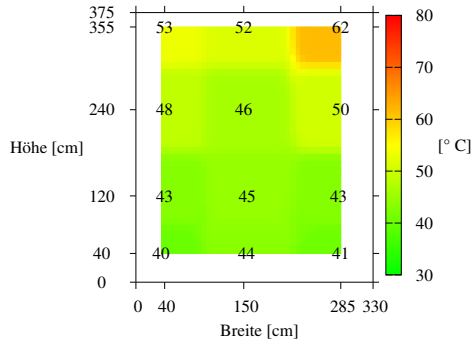


Abbildung 8.16: Verteilung der maximalen Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung innerhalb der Großversuchsschalung

während des Verfüllversuchs an, da die sekundären Fließwege sich erst zum Ende des Verfüllprozesses ausbildeten.

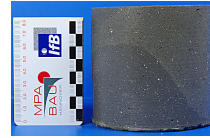
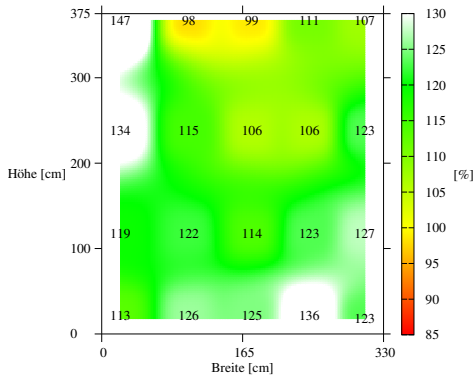
Auf Sedimentationsvorgänge der Gesteinskörnung deutet die Verteilung der maximalen Temperaturen im Bauteil hin. In Abbildung 8.16 sind Temperaturunterschiede zwischen dem oberen und unteren Bereich des Bauteils von maximal 22 °C abzulesen. Diese Vermutung wird durch die äußere Erscheinung der Bohrkerne bestätigt (vgl. Abbildung 8.17(a) und 8.17(b)).

Im Bereich der Schubrippen konnten hier keine Auffälligkeiten beobachtet werden.

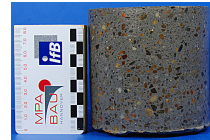
Wie die Materialcharakterisierung schon gezeigt hat, besitzt Material D eine geringere Druckfestigkeit im Vergleich zu den anderen Materialien. Die 7 Tage Referenzdruckfestigkeit betrug 83,3 N/mm²; die Druckfestigkeit nach 28 Tagen hingegen 116,1 N/mm².

Die Prüfungen der Bohrkerne ergaben nahezu durchgängig Druckfestigkeiten über 100 %. In Abbildung 8.17 ist die Druckfestigkeitsverteilung dargestellt. Der Medianwert der Druckfestigkeit dieses Versuchs betrug 120,8% mit einer Standardabweichung von 12,2%.

Anhand der erreichten Druckfestigkeiten scheinen die Entmischungen keinen maßgeblichen Einfluss auf die Druckfestigkeit von Material D zu haben.



(a) rechts oben, rel. DF 107 %



(b) rechts unten, rel. DF 136 %

Abbildung 8.17: Links: relative Druckfestigkeitsverteilung des planmäßigen Verfüllversuchs, rechts: Beispiel für unterschiedlich homogene Bohrkerne

Es ist darauf hinzuweisen, dass auch hier eine hochfeste Vorlaufmischung verwendet wurde.

8.3.5 Material E

Für diesen Versuch wurde ein mittlerer w/f-Wert verwendet. Auf eine Vorlaufmischung wurde verzichtet, um den Einfluss dieser indirekt zu untersuchen. Das Grout-Material E wurde unter nahezu konstantem Laborklima verfüllt (19,8 °C bis 20,8 °C). Die Frischmaterialtemperatur lag in einem Bereich zwischen 31,6 °C und 32,8 °C. Das Setzfließmaß betrug von 830 mm bis hin zu 860 mm. In Tabelle E.5 auf Seite 308 sind weitere Frischmaterialkennwerte aufgelistet.

Es konnte eine Förderleitung mit 26 m Länge verwendet werden, der Verfüllprozess konnte planmäßig durchgeführt werden. Der maximale Pumpendruck betrug 8,5 bar und der maximale Druck innerhalb der Prüfschalung betrug 1,88 bar.

Die Hydratationswärme im Dewar-Gefäß war nahezu identisch zu den Temperaturen in der Großversuchsschalung (Schalung: 65,1 °C, Dewar-Gefäß: 66,3 °C).

Anhand des Bauteils konnten keine makroskopischen Fehlstellen erkannt werden vgl. Abbildung 8.20(a). Die Temperaturverteilung deutet allerdings auf eine Sedimentation des Grout-Materials hin (Abbildung 8.18). Dies kann anhand einer maximalen Temperaturdifferenz zwischen oben und unten von 13 °C vermutet werden. Der Temperaturwert rechts oben blieb hierbei unbetrachtet, da hier von einer Fehlmessung ausgegangen werden muss.

Die entnommenen Bohrkern bestätigten die Vermutung einer Sedimentation des Grout-Materials. Der Anteil an Gesteinskörnung ist im unteren Bereich geringer als im oberen, wie in Abbildung 8.19 zu erkennen ist.

Ablagerungen oder sonstige Besonderheiten im Bereich der Schubrippen konnten nicht erkannt werden. Dies deutet erneut auf einen negativen Einfluss einer herkömmlichen Vorlaufmischung hin.

Ein deutlicher Einfluss der Sedimentationen auf die Druckfestigkeiten wurde nicht festgestellt. Im oberen Bereich lagen die Druckfestigkeiten knapp unter 100 %. Insgesamt lag der Medianwert bei 110,2% mit einer Standardabweichung bei 7,5%. Das Material erreichte eine Referenzdruckfestigkeit von 101,2 N/mm² nach 7 Tagen und 118,1 N/mm² nach 28 Tagen. Die Druckfestigkeitsverteilung ist in Abbildung 8.20(b) dargestellt.

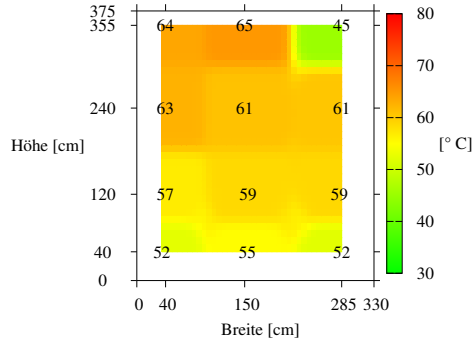
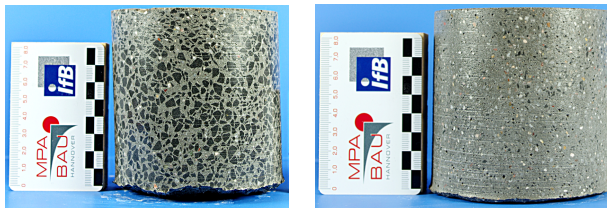


Abbildung 8.18: Verteilung der maximale Temperaturen innerhalb der Großversuchsschalung

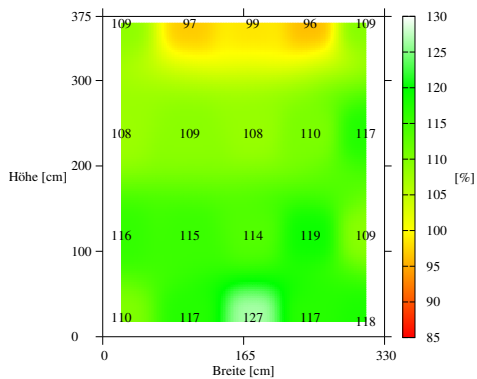


(a) 127 % rel. Druckfestigkeit (b) 109 % rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.19: Beispiele für Bohrkern mit unterschiedlichen Anteilen an Gesteinskörnung: (a): Entnahmestelle unten, (b): Entnahmestelle oben



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeitsverteilung

Abbildung 8.20: Ergebnisse des planmäßigen Verfüllversuchs

Hier ist tendenziell eine Abnahme der Druckfestigkeiten im Bauteil von oben nach unten zu erkennen.

8.3.6 Begleitende Verfüllversuche mit der Laborversuchsschalung

Ein planmäßiges verfüllen der Laborversuchsschalung mit der Misch- und Fördereinheit des Großversuchsstands war mit jedem Material¹ möglich. Aufgrund des kleineren Einfüllstutzens und der großen Förderleistung der Förderpumpe wurden Pumpendrucke bis 33,2 bar erreicht.

Grundsätzlich lag der Medianwert der relativen Druckfestigkeiten bei diesen Versuchen niedriger. Besonders auffällig konnte dies bei Material D beobachten werden vgl. Abbildung 8.21(a). Dieser Probekörper zeigte auffällige Entmischungerscheinungen. In Abbildung 8.21(b) ist deutlich eine Schichtung zwischen homogenem und entmischem Material zu erkennen.

In Bezug auf die Standardabweichung ist kein klarer Trend zu erkennen. Die statistischen Kennwerte der relativen Druckfestigkeiten sind in Tabelle 8.2 vergleichend zu den planmäßigen Verfüllversuchen im Großversuchsstand aufgelistet.

Weitere Angaben zu den Versuchen sind im Anhang E.2 ab Seite 317 zu finden.

Tabelle 8.2: Statistische Kennwerte der relativen Druckfestigkeit aus den Begleituntersuchungen im Laborversuchsstand und aus den Verfüllversuchen im Großversuchsstand

Material	Laborversuchsstand		Großversuchsstand	
	Median [%]	Standardabweichung [%]	Median [%]	Standardabweichung [%]
A	103,3	10,3	123,2	5,4
B	97,8	5,0	103,0	18,0
C	104,3	11,5	126,6	12,0
D	85,2	15,1	120,8	12,2
E	99,4	9,1	110,2	7,5

¹Die Laborversuchsschalung wurde nicht parallel zum planmäßigen Verfüllversuch mit Material C verfüllt. Im Rahmen der Störfallsimulation SF 5 wurde der Versuch nachgeholt (Abschnitt 8.5.3 ab Seite 149).

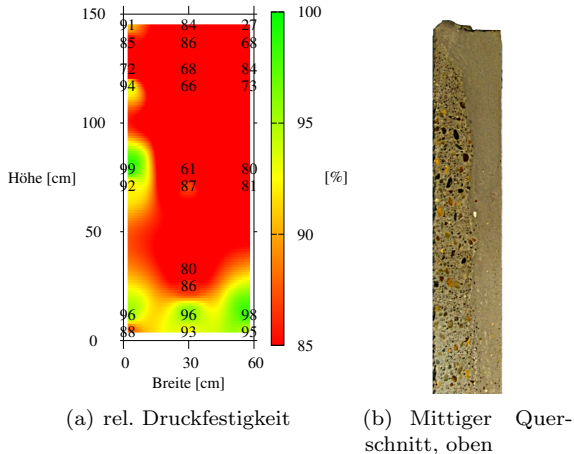


Abbildung 8.21: Ergebnis des Verfüllversuchs im Laborversuchsstand mit Material D

8.3.7 Resümee

Grundsätzlich konnte mit allen Grout-Materialien ein erfolgreicher Verfüllprozess realisiert werden. Dabei stellte sich ein primärer trichterförmiger Fließweg ein. Eine Ausbildung von sekundären Fließwegen konnte anhand des planmäßigen Verfüllversuchs mit Material D beobachtet werden.

Innerhalb der Großversuchsschalung konnten sich Druckverhältnisse einstellen, die den rechnerischen hydrostatischen Druck überschritten. Während des Verfüllversuchs mit Material A wurde der rechnerische hydrostatische Druck um 7% überschritten.

Die maximalen Temperaturen aus Hydratationswärme bewegten sich tendenziell in dem Bereich der maximalen Temperaturen im Dewar-Gefäß und lagen in einem Bereich von 57 °C bei Material A bis 77 °C bei Material C.

Die Bauteile zeigten keine makroskopischen Fehlstellen auf. Ablagerungen der Vorlaufmischung sind im unteren seitlichen Bereich und im oberen Bereich aufgetreten. Weitere Ablagerungen konnten an Hindernissen und im Bereich der Schubrippen beobachtet werden.

Sedimentationen der Gesteinskörnung innerhalb des Grout-Materials

konnten beobachtet werden. Im Falle von Material A und Material C wurden keine Sedimentationen beobachtet. Die aufgetretenen Sedimentationen hatten keinen deutlichen Einfluss auf die Druckfestigkeit des Materials. Entmischungen des Materials traten insbesondere im oberen Bereich auf.

Unter Verwendung einer herkömmlichen Vorlaufmischung wurden im Bereich der Schubrippen Anlagerungen dieser beobachtet. Die Vorlaufmischung lagerte sich unterhalb, oberhalb oder unterhalb und oberhalb der Schubrippen an. Innerhalb des primären Fließwegs des Grout-Materials waren keine Anlagerungen im Bereich der Schubrippen zu erkennen. Die Vorlaufmischung, die sich im oberen Bereich anlagerte, wurde vermutlich durch den primären Fließweg nach oben transportiert. Unter Verwendung einer hochfesten Vorlaufmischung konnten diese Phänomene nicht beobachtet werden.

Anhand der Druckfestigkeiten des verfüllten Grout-Materials war kein grundsätzlich negativer Einfluss des Verfüllprozesses zu erkennen. Der Medianwert lag bei allen verwendeten Materialien über 100% und die höchste Standardabweichung bei 18% (Material B). Unter Verwendung einer hochfesten Vorlaufmischung lag der Medianwert bei 120% und die Standardabweichung bei 12% (Material A 5%). Exemplarisch wurde der Verfüllversuch mit Material E ohne Vorlaufmischung durchgeführt. Der Medianwert betrug hier 110% und die Standardabweichung 8%.

Der Einsatz einer hochfesten Vorlaufmischung hat sich als positiv herausgestellt. Mögliche An- und Ablagerungen besaßen eine höhere Festigkeit, was sich sowohl positiv auf den Medianwert als auch auf die Standardabweichung auswirkte.

Der Laborversuchsstand hatte sich im Rahmen der Voruntersuchungen als geeignet erwiesen, grundsätzliche Phänomene während des Verfüllprozesses und im erhärteten Zustand zu beobachten. Die parallel durchgeführten Verfüllversuche im Laborversuchsstand zeigten allerdings keine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse zwischen Großversuch und Laborversuch. Somit können zum derzeitigen Wissensstand keine Verfüllversuche mit dem Großversuchsstand durch Versuche im Laborversuchsstand ersetzt werden.

8.4 Störfall 4

Zur Simulation von SF 4 wurde der Verfüllprozess lediglich mit einem Mischer durchgeführt. Analog zu den Beschreibungen der planmäßigen Verfüllvorgänge werden die wichtigsten Kennwerte und Ergebnisse vorgestellt. Weiterführende Kennwerte und Ergebnisse sind im Anhang E.3 ab Seite 321 zu finden.

8.4.1 Material A

Für den Verfüllversuch wurde ein mittlerer w/f-Wert zur Herstellung des Grout-Materials verwendet. Zur besseren Detektion der hochfeste Vorlaufmischung wurden rote Pigmente beigemischt. Um einen Einfluss der Pigmente auf die Frischmaterialeigenschaften zu minimieren, wurde die kleinstmögliche Zugabemenge in Vorversuchen bestimmt.

Der Versuch wurde bei einer Lufttemperatur zwischen 17,2 °C und 18,7 °C durchgeführt. Die Frischmaterialtemperatur betrug 23,7 °C bis 27,7 °C. Ein Setzfließmaß von 745 mm bis 790 mm wurde erreicht. Weitere Frischmaterialkennwerte sind in Tabelle E.7 aufgelistet.

Die Störfallsimulation konnte mit einer Förderleitungslänge von 26 m durchgeführt werden. Die Verfülldauer betrug ca. 255 Minuten. Ein maximaler Pumpendruck von 17,5 bar und ein maximaler Druck innerhalb der Schalung von 2,09 bar wurde gemessen.

Innerhalb der Großversuchsschalung wurden maximale Temperaturen von bis zu 76,9 °C gemessen. Eine deutlich geringere Temperatur aus Hydrationswärme bildete sich im Dewar-Gefäß aus (53,0 °C). In Abbildung 8.22 wird die Verteilung der maximalen Temperaturen dargestellt. Hier zeigt sich eine Temperaturerhöhung im oberen linken und mittleren Bereich. Querschnitte aus diesem Bereich zeigten Anlagerungen der Vorlaufmischung. Diese Anlagerungen sind auf der rechten Seite geringer. Es ist anzunehmen, dass die Schikane auf der linken Seite ein nivellieren der Vorlaufmischung behinderte. Hierdurch konnte ein größerer Anteil an Vorlaufmischung auf der rechten Seite festgestellt werden.

Mithilfe der Thermografie konnten Veränderungen des Fließweges im Vergleich zum Referenzfließweg beobachtet werden vgl. Abschnitt 8.3.1 auf Seite 103. Zu Beginn bildete sich ein Fließweg oberhalb des Einfüllstutzens

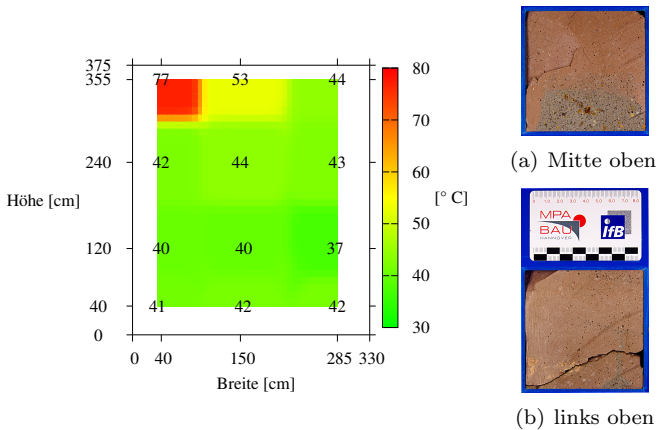


Abbildung 8.22: links: Verteilung der maximale Temperaturen innerhalb der Großversuchsschalung; rechts: Ablagerungen der eingefärbten Vorlaufmischung

nach obenhin aus. Im linken und rechten Bereich befand sich bereits frisch verfülltes Material (Abbildung 8.23(a)). Bis zum Ende des Verfüllprozesses bildete sich auf der rechten Seite ein weiterer Fließkanal. Dieser Fließweg wurde vermutlich zum primären Fließweg. In Abbildung 8.23(b) ist zu erkennen, dass dort das wärmste Material transportiert wurde.

Die Drucksensoren innerhalb der Großversuchsschalung unterstützen diese These weiter. In Abbildung 8.24 ist das Druckprofil über die Zeit aufgetragen. Bis zum Zeitpunkt von 180 Minuten nach Verfüllbeginn sind die Werte des rechten und linken Drucksensors nahezu identisch. Danach steigt der Wert des rechten Drucksensors schneller an. Dies deutet ebenfalls auf die Bildung eines zweiten Fließkanals hin.

Das Bauteil zeigte keine makroskopischen Fehlstellen auf.

Auf Abbildung 8.26(a) sind allerdings Bestandteile der eingefärbten hochfesten Vorlaufmischung in den unteren seitlichen Bereichen zu erkennen. Ein weiterer Teil lagerte sich im oberen Bereich ab. Dies zeigen u.a. die Querschnitte in den Abbildungen 8.22(a) und 8.22(b). Gegenätzlich zur herkömmlichen Vorlaufmischung ist hier keine Anlagerung

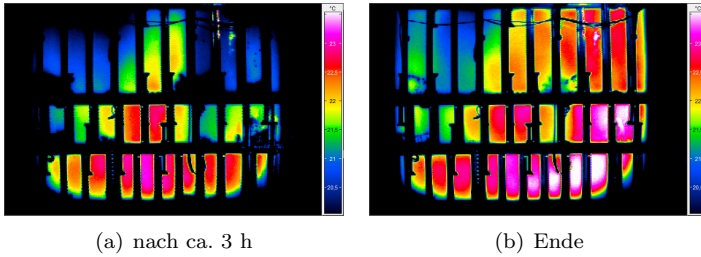


Abbildung 8.23: Thermogramme der Großversuchsschalung zu unterschiedlichen Zeitpunkten während des Verfüllprozesses

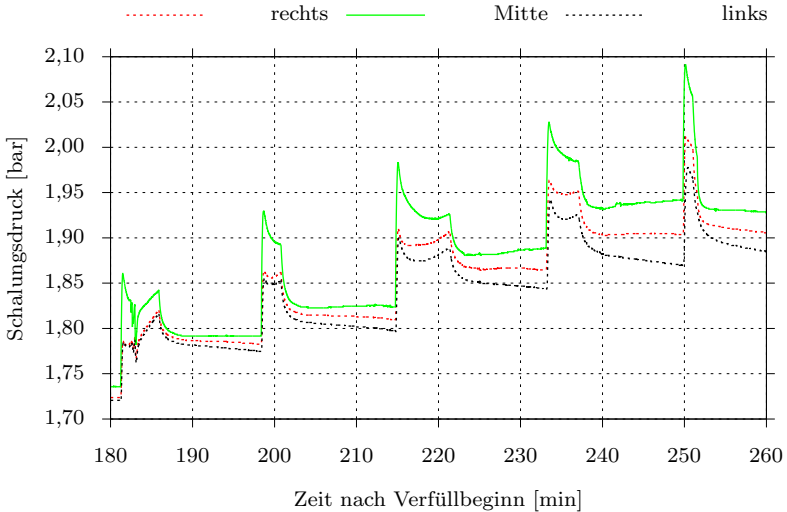
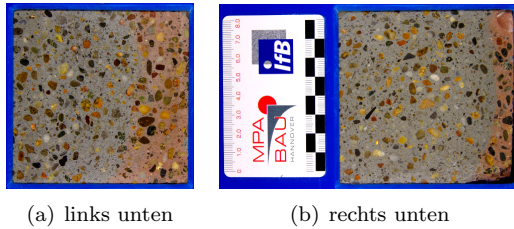


Abbildung 8.24: Schalungsdruck am Boden der Großversuchsschalung während des Verfüllversuchs



(a) links unten

(b) rechts unten

Abbildung 8.25: Beispiele für ein Vermischen der rot eingefärbten hochfesten Vorlaufmischung mit dem Grout-Material

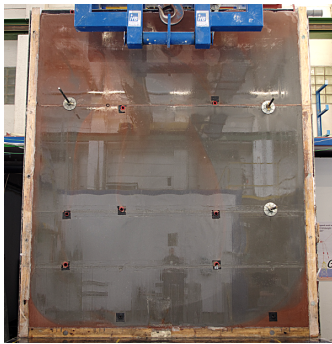
der Vorlaufmischung zu beobachten, sondern von einem bis dato nicht beobachteten Vermischen der Vorlaufmischung mit dem Grout-Material. In Abbildung 8.25 sind Beispiele hierfür zu finden, in denen Teile des Grout-Materials durch die Vorlaufmischung rot eingefärbt wurden. Aus darstellungstechnischen Gründen stellt die rechte Seite der Bilder Unterseiten der Querschnitte dar.

Im Bereich der Schubrippen konnten keine Besonderheiten beobachtet werden. Anlagerungen der Vorlaufmischung in diesen Bereichen konnten nicht erkannt werden.

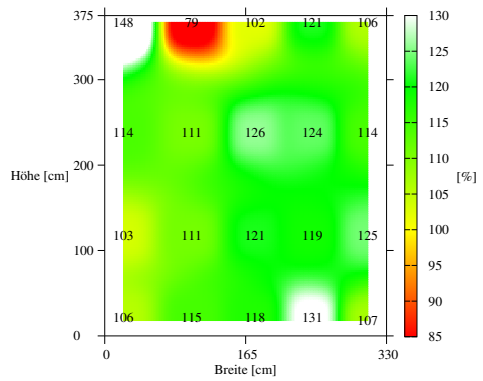
Die Referenzfestigkeit nach 7 Tagen betrug $104,9 \text{ N/mm}^2$, nach 28 Tagen $118,4 \text{ N/mm}^2$. Die Referenzfestigkeiten nach 7 Tagen und nach 28 Tagen lag unter den Mittelwerten aus den Versuchen der Materialcharakterisierung vgl. Abschnitt 5.2.2.1 ab Seite 49. Ein Vergleich mit weiteren parallel hergestellten Probekörpern bestätigte die niedrigeren Druckfestigkeiten.

Der Einfluss der Simulation von SF 4 auf die Druckfestigkeiten des Bauteils stellt sich als gering dar (Abbildung 8.26(b)). Der Medianwert der Druckfestigkeit betrug $114,5\%$ mit einer Standardabweichung von $13,3\%$. Der geringste Einzelwert der Bohrkern betrug $79,5\%$. Die Entnahmeposition dieses Bohrkerns lag oberhalb der Schikane. Hier lagerte sich Vorlaufmischung ab. Innerhalb des Bohrkerns befand sich ein großer Einschluss Vorlaufmischung.

In diesem Bereich befand sich auch der höchste Einzelwert der Druckfestigkeit, wobei der Bohrkern vollständig aus Vorlaufmischung bestand.



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.26: Ergebnisse des simulierten Störfalls 4

8.4.2 Material B

Ein mittlerer w/f-Wert wurde für das Anmischen des Grout-Materials gewählt. Die Lufttemperatur betrug zwischen 19,6 °C und 21,1 °C. Die Frischmaterialtemperatur betrug 28,1 °C bis 30,2 °C. Der Wert des Setzfließmaßes lag relativ hoch im Vergleich zu den Versuchen aus der Materialcharakterisierung vgl. Abschnitt 5.2 auf Seite 48. Das Setzfließmaß betrug 960 mm bis 1000 mm. In Tabelle E.8 auf Seite 321 sind weitere Frischmaterialkennwerte aufgelistet.

Der Verfüllversuch konnte mit einer Förderschlauchlänge von 26 m durchgeführt werden. Nach ca. 200 Minuten wurde der Verfüllprozess abgeschlossen.

Während des Verfüllprozesses konnte ein Ansteifen des Grout-Materials beobachtet werden, folglich konnte das Material sich nicht mehr selbst ausnivellieren. Abbildung 8.27 zeigt die Frontseite der Großversuchsschalung während des Verfüllprozesses. Die gelbe Linie kennzeichnet das unterschiedliche Höhenniveau des Grout-Materials. Das Material bildete links

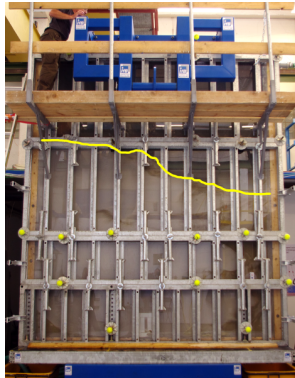


Abbildung 8.27: Füllstand (gelbe Linie) während des Verfüllprozesses nach ca. 140 min

am Boden einen Fließkanal aus, der sich darauf folgend am linken äußeren Rand nach oben hin fortsetzte. Dies konnte während des Versuchs durch die transparente Frontseite beobachtet werden. Thermogramme stützen die Beobachtung vgl. Abbildung 8.28. Auf Abbildung 8.28(a) ist auf der linken Seite die Ausbildung des Fließkanals zu erkennen, welcher orange

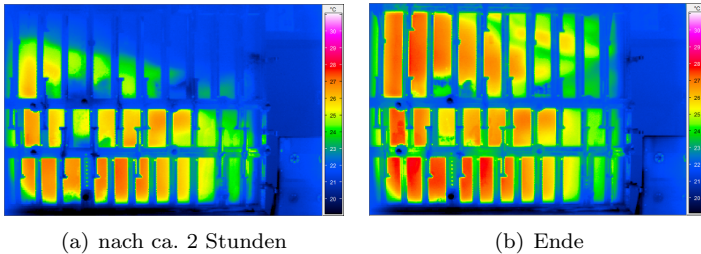


Abbildung 8.28: Thermogramme der Großversuchsschalung während des Verfüllprozesses: Ausbildung eines neuen Fließkanals auf der linken Seite und die weitere Veränderung des Fließweges bis zum Ende des Verfüllprozesses

dargestellt ist. Dieser Fließweg förderte frisches Grout-Material über den mittig angesteiften Bereich hinaus. Abbildung 8.28(b) zeigt die endgültige Materialschichtung des Grout-Materials. Die Druckverteilung innerhalb der Schalung stützt diese Hypothese weiter (Abbildung E.16 Seite 325).

Nach dem Erreichen der Schikane änderte sich der Fließweg zur rechten Seite hin. Der Bereich der Schikane konnte nicht vollständig verfüllt werden.

Der maximale Pumpendruck beim erneuten Anpumpen nach einer Förderpause betrug 17,6 bar. In Abbildung 8.29 ist das Profil des Förderleitungsdrucks direkt hinter der Förderpumpe, nach 13 m und nach 26 m Förderleitungslänge über die Zeit dargestellt. Zur besseren Darstellung wurden die Spitzenwerte nach dem Anpumpen herausgefiltert. Nach ca. 120 Minuten ist ein Abfall des Pumpen- und Förderleitungsdrucks zu erkennen. Dies deutet ebenfalls auf die Ausbildung eines weiteren Fließkanals hin.

Ein überproportionaler kontinuierlicher Druckanstieg konnte innerhalb der Schalung erkannt werden mit deutlichen Druckspitzen nach den Pumpenpausen. Der maximale Druck in der Schalung überstieg hydrostatische Druckverhältnisse um 47% mit 2,76 bar. Dieser Druck wurde direkt nach einem erneuten starten des Verfüllprozesses gemessen. Das vollständige Druckprofil ist im Anhang E in Abbildung E.16 dargestellt.

Die maximale Hydratationswärme innerhalb der Großversuchsschalung betrug 84,8 °C. Im Dewar-Gefäß wurde eine geringere Temperatur von

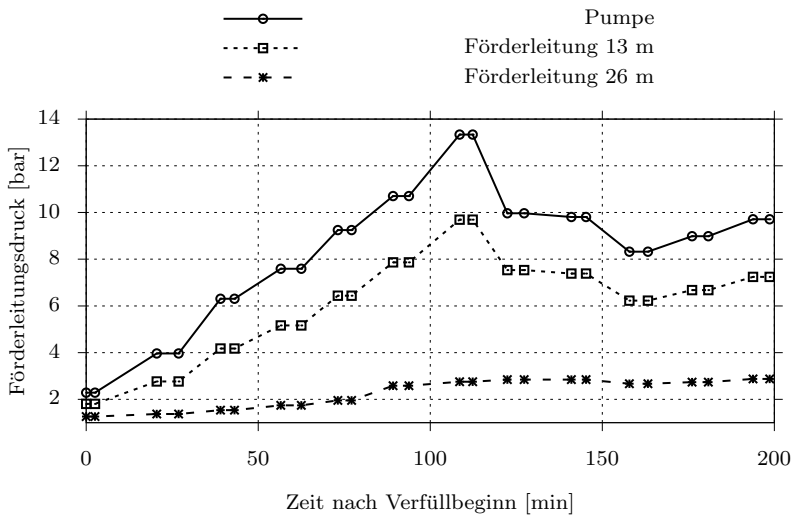


Abbildung 8.29: Pumpen- und Förderleitungsdruck während des Verfüllprozesses an 3 Messstellen

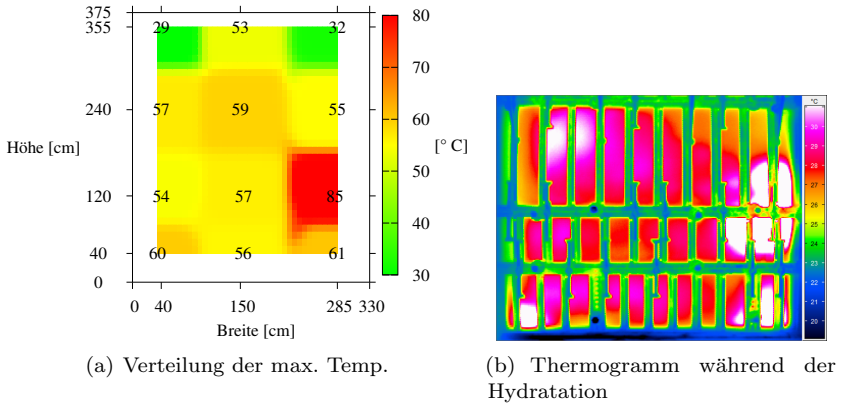
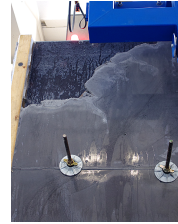


Abbildung 8.30: Temperaturverteilung innerhalb des Bauteils

71,2 °C gemessen. Die Temperaturverteilung innerhalb der Schalung stellt sich auffallend inhomogen dar Abbildung 8.30(a). Mithilfe der Thermografie sind weitere Bereiche mit erhöhten Temperaturen zu erkennen (Abbildung 8.30(b)). Diese Bereiche sind im Thermogramm weiß dargestellt. Von einer Ablagerung der Vorlaufmischung in diesem Bereich ist auszugehen vgl. Abbildung 8.30.

Abbildung 8.31 bildet das ausgeschalte Bauteil ab. Der nicht verfüllte Bereich oben links ist mit einer nicht tragfähigen „Schlammsschicht“ von ca. 2 cm bedeckt. Auf der rechten oberen Seite hat sich eine „Schlammsschicht“ mit einer Mächtigkeit von ca. 6 cm ausgebildet. Abbildung 8.31(b) zeigt eine Messkarte, die mit einer Hand nach 48 Stunden in den „Schlamm“ gesteckt werden konnte. Im unteren Drittel des Bauteils bildeten sich zwei Trennrisse rechts und links vom Einfüllstutzen aus. Die Risse reichten bis zum jeweiligen Schalungsrand und besitzen eine Breite von 0,2 mm bis 0,3 mm. Die Risse sind in Abbildung 8.31 gelb markiert.

Innerhalb des Bauteils bildeten sich mehrere Lufteinschlüsse aus (Abbildung 8.32). Im Bereich des Einfüllstutzens bildete sich eine horizontale Luftblase mit einer Tiefe von ca. 6 cm und einer Länge von ca. 40 cm. Ein Teil dieser Luftblase ist in Abbildung 8.32(b) dargestellt. Weitere Lufteinschlüsse konnten im Bereich der Schubrippen beobachtet werden.



(a) Fehlstelle links oben



(b) Schlammsschicht rechts oben

Abbildung 8.31: Ausgeschaltete Bauteil, Risse und größere Fehlstellen sind gelb markiert

Größere Fehlstellen sind in Abbildung 8.31 gelb markiert.

Es wurde nach 7 Tagen eine Referenzdruckfestigkeit von $120,2 \text{ N/mm}^2$ und nach 28 Tagen von $137,4 \text{ N/mm}^2$ erreicht.

In Abbildung 8.33 ist die Verteilung der relativen Druckfestigkeit innerhalb des Bauteils dargestellt. Hierbei wurde für die „Schlammsschicht“ im oberen rechten Bereich eine Druckfestigkeit von $0,0 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Im oberen nicht verfülltem linken Bereich wurde ebenfalls eine Druckfestigkeit von $0,0 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Durch diese beiden Annahmen wurde der Medianwert von $118,7\%$ auf $116,6\%$ reduziert. Die Standardabweichung erhöhte sich von $19,9\%$ auf $35,7\%$.

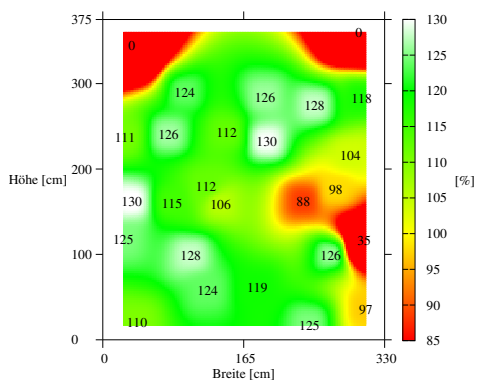
Auffällig sind in Abbildung 8.33 die niedrigen Werte im mittleren rechten Bereich. Die vorangegangenen Untersuchungen deuteten auf einen Zementleimeinschluss¹ in diesem Bereich hin. Dies konnte durch Bohrkerne aus diesem Bereich bestätigt werden vgl. Abbildungen 8.33(a) und 8.33(b).

¹herkömmliche Vorlaufmischung

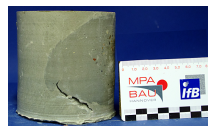


(a) Luft einschüsse auf der Vorderseite (b) Teil einer Luftblase auf der Rückseite

Abbildung 8.32: Fehlstellen innerhalb des Bauteils



(a) rel. DF 88%



(b) rel. DF 35%

Abbildung 8.33: links: relative Druckfestigkeitsverteilung des Bauteils, rechts: (a): Bohrkern mit Zementleimeinschluß (gelb markiert), (b): Bohrkern bestehend aus Zementleim und vermishtem Grout-Material

8.4.3 Material C

Es wurde für die Herstellung des Frischmaterials ein niedriger, aber leicht erhöhter w/f-Wert verwendet. Die Lufttemperaturen betragen zwischen 18,9 °C und 21,3 °C. Die Frischmaterialtemperaturen lagen in einem Bereich von 27,8 °C und 30,9 °C. Es wurden Setzfließmaße zwischen 775 mm und 950 mm gemessen. Weitere Kennwerte zu den Frischmaterialeigenschaften sind in Tabelle E.9 auf Seite 322 aufgelistet.

Der Verfüllprozess konnte mit 26 m Förderschlauchlänge durchgeführt werden und dauerte ca. 240 Minuten.

Der maximale Pumpendruck betrug 14,9 bar, ein maximaler Schalungsdruck von 2,19 bar konnte gemessen werden.

In dem Bauteil wurde eine maximale Temperatur von 80,7 °C gemessen. Die maximale Temperatur im Dewar-Gefäß betrug 75,3 °C.

Eine Veränderung des Fließweges wurde auch bei Material C beobachtet. Zuerst breitete sich das frische Grout-Material nach oben und zu den Seiten aus (Abbildung 8.34(a)). Darauf folgend konnte sich ein schmaler mittiger Fließkanal nach oben hin ausbilden. Es kann davon ausgegangen werden, dass das frische Grout-Material eine bereits angesteifte Schicht durchbrochen hatte. Dieser Fließkanal zeichnet sich deutlich in Abbildung 8.34(b) ab.

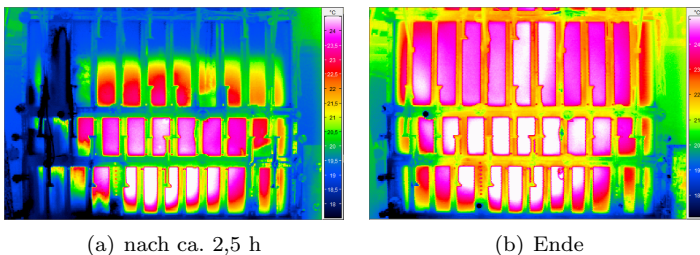


Abbildung 8.34: Thermogramme während des Verfüllprozesses: Ausbildung sekundärer Fließkanäle während des Verfüllprozesses

Es konnten anhand des Bauteils keine makroskopischen Fehlstellen festge-

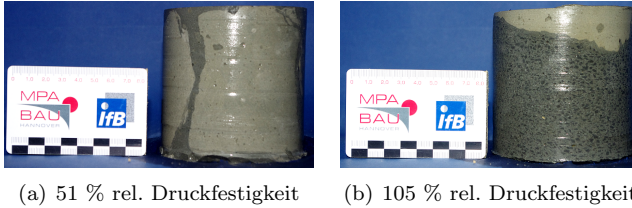


Abbildung 8.35: Bohrkern mit Zementleimeinschlüssen: (a): Entnahmestelle oben, (b): Entnahmestelle untere obere Hälfte

stellt werden vgl. Abbildung 8.36. Im oberen und unteren Bereich lagerte sich eine Schicht Vorlaufmischung an. Anlagerungen konnten auch am rechten Schalungsrand im unteren Bereich der oberen Hälfte beobachtet werden. Beispiele für An- und Ablagerungen sind anhand von Bohrkernen in Abbildung 8.35 exemplarisch dargestellt.

Das Bauteil konnte aufgrund eines Schadens am Portalkran erst nach 8 Tagen ausgeschalt werden. Die nach 8 Tagen entnommenen Bohrkern wurde nach 28 Tagen geprüft. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen wurden auf die Referenzprobekörper mit einem Prüfalter von 28 Tagen bezogen. In Abbildung E.19 auf Seite 328 sind die Ergebnisse dargestellt.

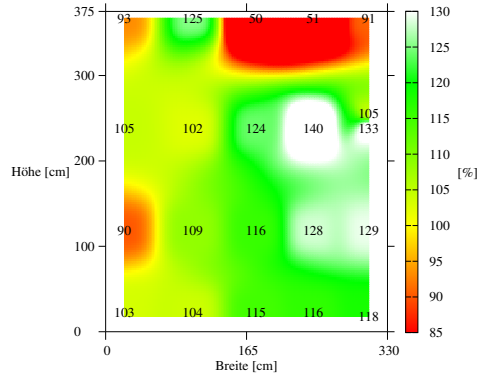
Zur besseren Vergleichbarkeit wurden die Ergebnisse auf eine geschätzte Druckfestigkeit nach 7 Tagen umgerechnet. Basis für den Schätzwert lieferten ergänzende Versuche. Hierzu wurden in einem folgenden Verfüllversuch (vgl. Abschnitt 8.5.3 Seite 149) mit Material C zusätzlich 6 Bohrkern aus drei ungestörten Bereichen des Bauteils entnommen. Drei Bohrkern wurden jeweils nach 7 Tagen und nach 28 Tagen geprüft um die Festigkeitsentwicklung des Materials im verfülltem Zustand zu bestimmen. Die Lufttemperatur während dieses Versuchs kann als vergleichbar angesehen werden.

Nach Gleichung 8.1 wurden die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen umgerechnet und auf die Referenzfestigkeit von 7 Tagen bezogen.

$$f_{c_{Bk},7d} = 0,93 \cdot f_{c_{Bk},28d} \quad (8.1)$$



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.36: Ergebnisse der Störfallsimulation 4

Nach 7 Tagen wurde eine Referenzdruckfestigkeit von $118,4 \text{ N/mm}^2$, nach 28 Tagen von $136,9 \text{ N/mm}^2$ bestimmt.

Die abgeschätzte relative Druckfestigkeitsverteilung ist in Abbildung 8.36(b) dargestellt. Auffällig sind die Messwerte im oberen mittleren Bereich. In diesem Bereich lagerte sich ein Teil der Vorlaufmischung an. Diese Vorlaufmischung wurde teilweise in den Bohrkernen vorgefunden vgl. Abbildung 8.35(a). Der Medianwert der Druckfestigkeit betrug $108,6\%$ mit einer Standardabweichung von $22,6\%$.

8.4.4 Resümee

Ein negativer Einfluss der Störfallsimulation SF 4 auf die Frisch- und Festmaterialeigenschaften konnte festgestellt werden.

Die Fließwege der Grout-Materialien wurden im Vergleich zu einem planmäßigen Verfüllprozess beeinflusst. Es bildeten sich unterschiedlich stark ausgeprägte sekundäre Fließwege aus. Dies ist auf ein Ansteifen des bereits verfülltem Grout-Materials zurückzuführen. Hieraus resultierend konnten Ablagerungen der Vorlaufmischung im Bauteil und Entmischungen des Grout-Materials beobachtet werden.

Ein deutlich erhöhter Druck innerhalb der Schalung und in den Förderleitungen war zu beobachten. Zurückzuführen ist dies auf ein Ansteifen

des Grout-Materials und den daraus folgenden Änderungen der Fließwege. Hierbei wurde der rechnerische hydrostatische Druck um bis zu 47% überschritten (Material B). Aufgrund von ansteifendem Grout-Material konnte die Großversuchsschalung mit Material B nicht vollständig verfüllt werden.

Bei den Verfüllversuchen trat ein maximaler Förderleitungsdruck von 17,6 bar unter der Verwendung einer Förderleitungslänge von 26 m auf.

Makroskopische Fehlstellen konnten unter Verwendung von Material A und C nicht beobachtet werden. Hingegen wurde während des Verfüllversuchs mit Material B größere Lufteinschlüsse festgestellt.

Die Störfallsimulationen zeigten unter Verwendung von Material B und C eine höhere Tendenz von Einschlüssen der Vorlaufmischung auf. Insbesondere während des Versuchs mit Material B bildeten sich deutliche Ablagerungen der Vorlaufmischung im Bauteil aus.

Geringer wirkte sich der Einfluss des Störfalles auf die Druckfestigkeiten aus. Der Medianwert betrug bei allen Versuchen über 100%. Der kleinste Medianwert von 108,6 % wurde unter Verwendung von Material C ermittelt. Die Standardabweichung ist im Vergleich mit planmäßigen Verfüllvorgängen merklich erhöht. Unter Verwendung von Material B betrug die Standardabweichung 35,7%.

8.5 Störfall 5

Zur Simulation von SF 5 wurde die Förderleitung mittig von oben 65 cm in die wassergefüllte Großversuchsschalung eingeführt und fixiert. Somit hatte das Material einen Fallweg von 3 m bis zum Schalungsboden. Folgend werden die wichtigsten Kennwerte und Ergebnisse von drei weiteren Verfüllversuchen beschrieben. Weiterführende Information sind Anhang E ab Seite 307 zu entnehmen.

8.5.1 Material A

Für diesen Versuch stand die Förderpumpe der Misch- und Fördereinheit nicht zur Verfügung. Anstelle der sonst verwendeten Förderpumpe (Auslass 2 Zoll) wurde eine Förderpumpe mit einem Auslass von 1,5 Zoll verwendet. Hierdurch konnten die bisher verwendeten Förderschläuche nicht verwendet werden. Stattdessen wurde ein Förderschlauch mit einem Durchmesser von 1,5 Zoll und einer Länge von ca. 18 m verwendet. Der Druck in der Förderleitung konnte bei diesem Versuch nicht aufgenommen werden. Die Schikane im oberen linken Bereich der Schalung wurde nicht verwendet.

Das Grout-Material wurde mit einem mittleren w/f-Wert hergestellt. Die Lufttemperatur betrug zwischen 18,4 °C und 20,0 °C. Die Frischmaterialtemperatur stieg während des Versuchs von 24,9 °C auf 28,5 °C. Die Messwert des Setzfließmaßes lagen zwischen 740 mm und 790 mm. Weitere Frischmaterialkennwerte sind in Tabelle E.10 auf Seite 329 aufgelistet.

Die Simulation des SF 5 konnte ohne besondere Vorkommnisse durchgeführt werden. Der maximale Druck innerhalb der Schalung war diesmal geringer als der rechnerische hydrostatische Druck und betrug 1,65 bar.

Innerhalb des Bauteils wurde eine max. Temperatur von 49,4 °C gemessen. Die max. Temperatur im Dewar-Gefäß betrug 49,8 °C.

Direkt nach dem Beginn des Verfüllversuchs konnte ein Auswaschen von Feinanteilen des Grout-Materials während des Fallens durch das Wasser durch die transparente Frontseite der Schalung beobachtet werden. In Abbildung 8.37(a) ist die anfängliche „Wolkenbildung“, bestehend aus den Feinanteilen des Grout-Materials, gelb markiert dargestellt. Im Verlauf des Verfüllversuchs konnte die Ausbildung einer Art „Schüttkegel“ aus



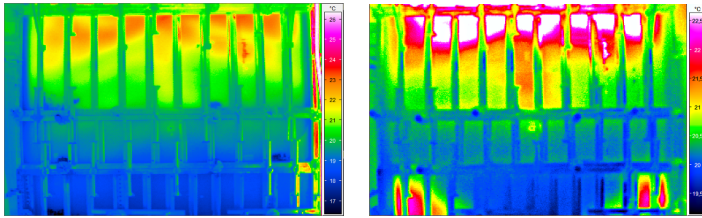
(a) „Wolke“ aus ausgewaschenen Fein- (b) „Schüttkegel“ aus ausgewaschenen Feinanteilen nach dem Eintritt ins Wasser nem Grout-Material

Abbildung 8.37: Fotos während des Verfüllprozess, Grout-Material wurde im Bild gelb markiert

groben Bestandteilen beobachtet werden. Auf Abbildung 8.37(b) ist das durch die Feinanteile grau gefärbte Wasser und die gelb markierten groben Bestandteile des Grout-Materials zu erkennen.

Im Laufe des Versuchs bildete sich der Kegel bis kurz unter der Förderleitung aus. Nachdem der Förderschlauch im Schutz des frischem Grout-Materials lag, konnte kein weiteres Auswaschen von Feinanteilen mehr beobachtet werden.

Anhand der Thermogramme sind unterschiedlich stark ausgewaschene Bereiche zu erkennen. Das Thermogramm in Abbildung 8.38(a) wurde zum Ende des Verfüllprozesses aufgenommen. Die unteren Bereiche der Großversuchsschalung besitzen zu diesem Zeitpunkt eine Temperatur unterhalb der Lufttemperatur (blau dargestellt). Dies deutet auf einen geringen Anteil an reaktiven Feinanteilen hin. Hierdurch wurde vermutlich das Abkühlen der groben Bestandteile durch das kühlere Wasser begünstigt. Während des Hydratationsprozesses des weniger geschädigten Grout-Materials im oberen Bereich konnte im unteren Bereich weiterhin keine Temperaturerhöhung erkannt werden. Hiervon auszunehmen sind die unteren Randbereiche, in denen sich wahrscheinlich vermehrt Feinmaterial absetzen konnte



(a) nach Beendigung des Verfüllprozesses (b) während der Hydratation

Abbildung 8.38: Thermogramme der Großversuchsschalung

vgl. Abbildung 8.38(b).

Das ausgeschaltete Bauteil zeigte erwartungsgemäß eine deutliche Schädigung des Grout-Materials. Im unteren Bereich befanden sich große Agglomerationen von groben Bestandteilen. Die Festigkeit des geschädigten Materials im unteren Drittel des Bauteils war dermaßen gering, dass mit einem Schraubendreher in das geschädigte Material eingedrungen werden konnte.

Anhand der Oberflächentextur konnte eine abwechselnde Schichtbildung aus Feinanteilen und groben Bestandteilen erkannt werden. Dies kann auf ein Sedimentieren von im Wasser gelösten Feinanteilen zurückgeführt werden. Die Mächtigkeit dieser Schichten nahm nach oben hin ab. Im oberen Drittel zeigte sich eine homogene Oberflächentextur, welche auf geringer geschädigtes Grout-Material zurückzuführen ist. Dies ist auf Abbildung 8.39(a) deutlich zu erkennen.

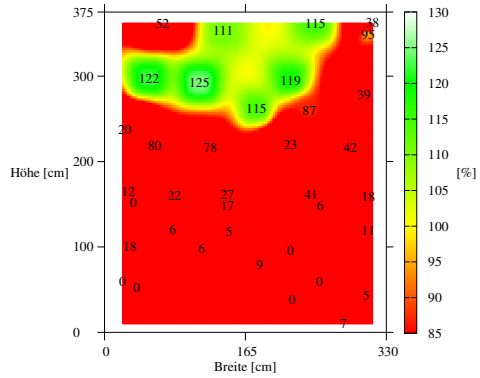
Abbildung 8.40 stellt einem Bohrkern aus dem unteren Bereich einem Bohrkern aus dem oberen Bereich gegenüber. Der unterschiedliche Gehalt an Feinanteilen ist deutlich zu erkennen. Der Bohrkern auf der linken Seite konnte selbst nach einem Abgleich der Prüfflächen nicht geprüft werden. Konträr dazu erreichte der Bohrkern auf der rechten Seite eine relative Druckfestigkeit von 115%.

Die Referenzdruckfestigkeit nach 7 Tagen betrug $121,7 \text{ N/mm}^2$, nach 28 Tagen $131,4 \text{ N/mm}^2$.

Große Bereiche des Bauteils wiesen geringe Druckfestigkeiten auf. Im



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.39: Ergebnisse des simulierten Störfalls 5



(a) 0 % rel. Druckfestigkeit



(b) 115 % rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.40: Unterschiedlich stark ausgewaschene Bohrkern: (a): Entnahmestelle im unteren rechten Bereich des Schüttkegels, (b): Entnahmestelle unterhalb der Förderleitung, die Trennlinie zum tragfähigem Material ist in gelb eingezeichnet

unteren mittleren Teil war eine Entnahme von Bohrkernen aufgrund von zu geringen Festigkeiten nicht möglich. Im Bereich oberhalb der Förderleitung konnten hingegen reaktive Druckfestigkeiten über 100% festgestellt werden. In den oberen Randbereichen der Förderleitung war allerdings auch Grout-Material mit 38% relativer Druckfestigkeit zu finden. Dieses geschädigte Material wurde anscheinend vom nachströmendem frischen Grout-Material in die Randbereiche befördert.

Dies zeigt auch die grafische Darstellungen der relativen Druckfestigkeiten in Abbildung 8.39(b). In Abbildung 8.40(b) ist eine Grenze zwischen tragfähigem und offensichtlich minder tragfähigem Grout-Material zu erkennen (gelb eingezeichnete Linie).

Zur genaueren globalen Betrachtung des Bauteils wurde eine grafische Darstellung der Druckfestigkeitsverteilung halbtransparent über ein Bild des Bauteils gelegt vgl. Abbildung 8.41. Der Maßstab wurde in dieser Darstellung angepasst. Werte unter 50% relativer Druckfestigkeit sind in rot dargestellt, Werte ab 100% in weiß. Die Bereiche der Bohrkernentnahmestellen sind mit schwarzen Kreisen gekennzeichnet und die Position des Förderschlauches ist maßstäblich in rot eingezeichnet. Mit Hilfe dieser Darstellungsweise ist deutlich eine Grenzschicht zwischen tragfähigem und geschädigtem Material zu erkennen. Weiter sind die Grenzbereiche, grün und gelb dargestellt, deutlich zu erkennen.

Statistisch gesehen lag der Medianwert bei 20,1% mit einer Standardabweichung von 42,5%. Hierbei ist zu beachten, dass ein Teil des Probekörpers nicht beprobt werden konnte und der mittlere Bereich sehr intensiv beprobt wurde. Daher ist die Betrachtung des Mittelwerts von 39,8% zusätzlich zur Bewertung sinnvoll.

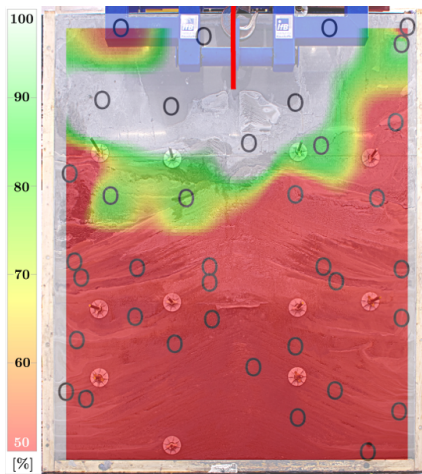


Abbildung 8.41: Überlagerung der rel. Druckfestigkeitsverteilung mit dem Bild des ausgeschalteten Bauteils, Bereiche der Messtellen sind mit schwarzen Kreisen gekennzeichnet, der „Stinger“ ist in rot eingezeichnet

8.5.2 Material B

Für diesen Versuch wurde ein niedriger w/f-Wert zur Herstellung des Grout-Materials gewählt. Im Vergleich zu den vorangegangenen Versuchen herrschten kühlere Temperaturen zwischen 14,7 °C und 17,9 °C. Die Frischmaterialtemperaturen lagen hierbei zwischen 24,1 °C und 29,2 °C. Das Setzfließmaß betrug 840 mm bis zu 900 mm. Weitere Frischmaterialkennwerte sind in Tabelle E.11 auf Seite 329 zu finden.

Direkt nach dem Beginn des Verfüllprozesses verstopften die Förderschläuche. Nach dem Ausbau eines Förderschlauchs konnte der Verfüllprozess mit einer Schlauchlänge von 13 m ohne weitere Vorkommnisse beendet werden. Innerhalb der Schalung wurde ein max. Druck von 1,48 bar gemessen. Dieser Wert stellte sich niedriger dar als der zu erwartende hydrostatische Druck.

Die maximale Temperatur während der Hydratation des Materials im Bauteil betrug 59,1 °C und lag somit nur knapp unter der maximalen Temperatur im Dewar-Gefäß (60,7 °C).

Wie bereits während des Verfüllversuchs mit Material A (Abschnitt 8.5.1 Seite 139) beobachtet werden konnte, wurden die Feinanteile des frei durch das Wasser fallendem Material ausgewaschen. Es bildete sich auch hier ein geschichteter „Schüttkegel“ bestehend aus groben Bestandteilen des Grout-Materials aus. Während des Versuchs löste sich der Förderschlauch aus seiner Fixierung und änderte seine Position leicht zur linken Seite hin. Hierdurch hervorgerufen bildete sich eine weitere Spitze des „Schüttkegels“ aus, wie auf dem Thermogramm in Abbildung 8.42 und im Bild des ausgeschalteten Bauteils in Abbildung 8.44(a) zu erkennen ist.

Zum Ende des Verfüllversuchs wurde ein Teil des abgeführten „Wassers“ am Überlauf aufgefangen und aufbewahrt. Die stark mit Feinanteilen angereicherte Probe erstarrte und entwickelte ausreichend Festigkeit, um nach 48 Stunden Bohrkerne aus dieser entnehmen zu können. In Abbildung 8.43 ist die Probe und ein entnommener Bohrkern aus dieser abgebildet. Die beiden Bohrkerne erreichten eine mittlere Festigkeit von 38,7 N/mm² nach 7 Tagen.

Anhand des ausgeschalteten Bauteils sind die Auswaschungen der Feinanteile

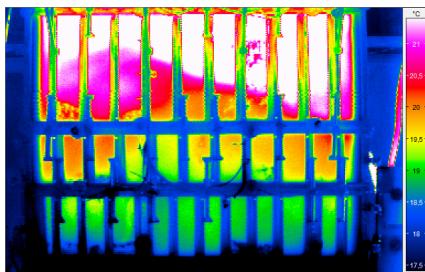


Abbildung 8.42: Thermogramm der Großversuchsschalung nach Ende des Verfüllprozesses



(a) Probe des „Wassers“



(b) unbearbeiteter Bohrkern aus der Probe

Abbildung 8.43: Probe vom Überlauf der Großversuchsschalung gegen Ende des Verfüllversuchs

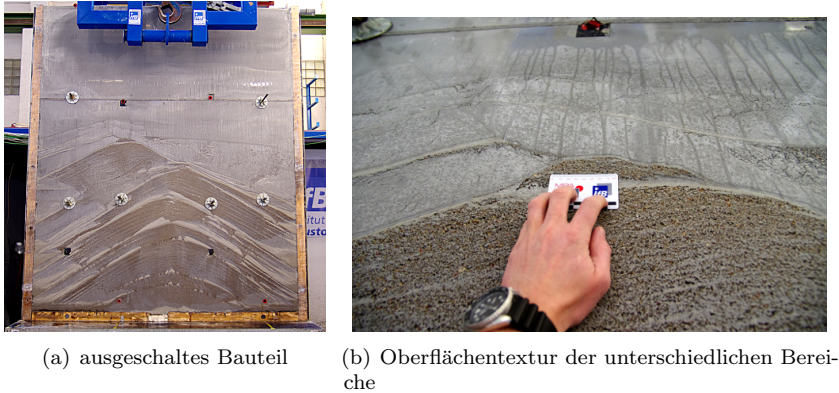


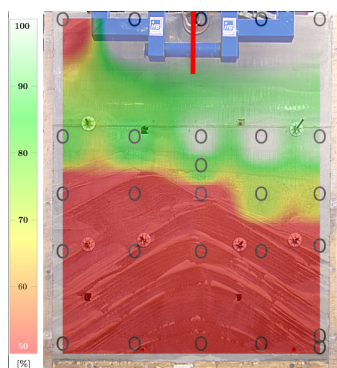
Abbildung 8.44: Ausgeschaltetes Bauteil des simulierten SF 5

und die „Schüttkegel“ aus groben Bestandteilen des Grout-Materials zu erkennen. Auch bei diesem Versuch konnte eine deutliche Grenze zwischen dem ausgewaschenem Material und dem tragfähigem Grout-Material erkannt werden. Diese Grenze ist auf Abbildung 8.44 eindeutig auszumachen.

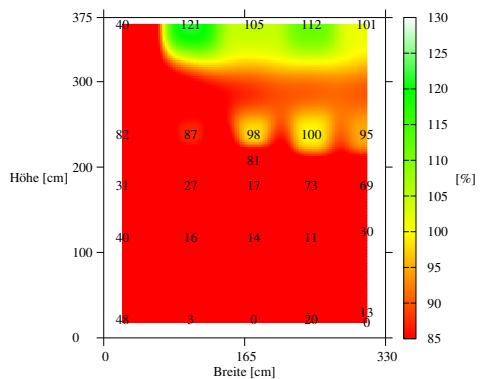
Die Referenzfestigkeit nach 7 Tagen betrug $133,7 \text{ N/mm}^2$, nach 28 Tagen $153,2 \text{ N/mm}^2$.

Die zugehörige Verteilung der relativen Druckfestigkeiten ist in Abbildung 8.45(b) dargestellt. Der Medianwert der relativen Druckfestigkeit betrug 40,4%, der Mittelwert 53,0% mit einer Standardabweichung von 39,2%.

Zur erleichterten Unterscheidung zwischen geschädigten und ungeschädigten Bereichen wird die in Abschnitt 8.5.1 eingeführte Darstellungsweise verwendet. Auf Abbildung 8.45(a) sind deutlich die rot dargestellten Bereiche mit einer relativen Druckfestigkeit unter 50% im Bereiche der „Schüttkegel“ zu erkennen. Das obere Drittel des Bauteils bestand zumeist aus ungeschädigtem Material. Im Bereich der Schikane links oben konnte geschädigtes Material beobachtet werden.



(a) Überlagerung der rel. Druckfestigkeit mit dem Bild des Bauteils



(b) rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.45: Ergebnisse des simulierten Störfalls 5

8.5.3 Material C

Für die Herstellung des Frischmaterials wurde ein vergleichsweise leicht erhöhter aber dennoch niedriger w/f-Wert verwendet. Die Lufttemperatur während des Versuchs lag zwischen 20,1 °C und 21,3 °C und liegt somit im Bereich von Laborklima. Die Frischmaterialtemperatur schwankte zwischen 30,2 °C und 32,2 °C. Das Setzfließmaß betrug 770 mm bis 920 mm. Weitere Frischmaterialkennwerte sind in Tabelle E.12 auf Seite 330 zu finden.

Die Förderschläuche verstopften zu Beginn des Verfüllversuchs. Ein Teil der Förderschläuche wurde ausgebaut und der Verfüllversuch konnte mit 13 m Förderschlauchlänge ohne weitere Vorkommnisse beendet werden.

In Abbildung¹ 8.46(b) ist der maximal gemessene Schalungsdruck während des Verfüllversuchs dargestellt. Der höchste Druck konnte untypisch in der obersten Drucksensorreihe gemessen. Hingegen wurde der niedrigste Druck in der Mitte gemessen werden. Dies kann mit dem aufgetretenem Auswaschen von Feianteilen aus dem Grout-Material während des freien Falls durch das Wasser erklärt werden.

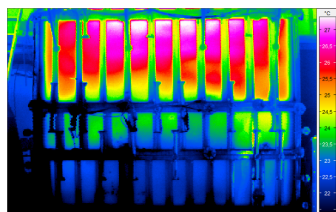
Die Ausbildung des in einem frühem Stadium befindlichen „Schüttkegels“ aus groben Anteilen des Grout-Materials ist in Abbildung 8.47 dokumentiert. Die groben Bestandteile des Materials wurden gelb markiert. Der niedrige Druck im mittleren Bereich deutet hier auf eine Gewölbetragswirkung innerhalb des Kegels hin und somit auf einen Korn zu Korn Kontakt vergleichbar mit einem „Geröllhaufen“.

Oberhalb des Bereichs von offensichtlich ausgewaschenem Grout-Material konnten sich wieder hydrostatische Druckverhältnisse einstellen. Die Trennung der Bereiche ist anhand des Thermogramms in Abbildung 8.46(a) durch den Temperaturunterschiedes deutlich zu erkennen.

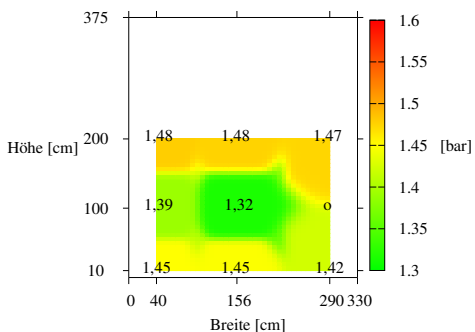
Die maximale Temperatur innerhalb der Großversuchsschalung betrug 73,6 °C und im Dewar-Gefäß 74,6 °C.

Die aus dem Grout-Material ausgewaschenen Feianteile verließen die Schalung über den Überlauf vgl. Abbildung 8.48. Vom Überlauf wurde erneut eine Probe aufgefangen. Nach 48 h konnten aus der Probe 2 Bohrkernkerne entnommen werden. Die Bohrkernkerne erreichten nach 7 Tagen eine

¹Eine verzerrte Darstellung ist auf der rechten Seite zu beachten, da dort der rechte mittlere Druckaufnehmer nicht zur Verfügung stand.



(a) Ende des Verfüllprozesses



(b) max. Absolutdruck

Abbildung 8.46: Thermogramm des Prüfstands und Verteilung des Drucks innerhalb der Großversuchsschalung



Abbildung 8.47: Ausbildung eines „Schüttkegels“ zu Beginn des Verfüllversuchs, ausgewaschenes Grout-Material ist im Bild gelb eingefärbt

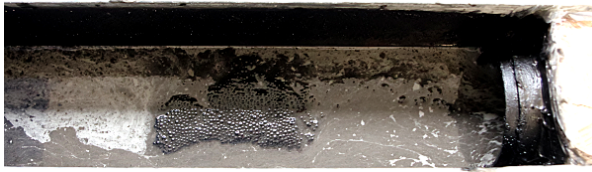
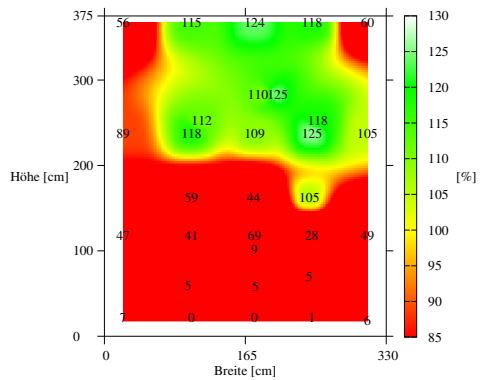


Abbildung 8.48: Wasser mit ausgewaschenen Feinanteilen vor dem austreten am Überlauf



(a) ausgeschaltetes Bauteil



(b) rel. Druckfestigkeit

Abbildung 8.49: Ergebnisse der Störfallsimulation 5

mittlere Druckfestigkeit von $10,8 \text{ N/mm}^2$.

Anhand des ausgeschalteten Bauteils konnten die ausgewaschenen Bereiche eindeutig erkannt werden vgl. Abbildung 8.49(a). Die in Abbildung 8.49 dargestellte relative Druckfestigkeitsverteilung basiert auf der Referenzfestigkeit nach 7 Tagen von $117,5 \text{ N/mm}^2$. Die Referenzfestigkeit nach 28 Tagen betrug $135,0 \text{ N/mm}^2$.

Im unteren Viertel des Bauteils wurden rel. Druckfestigkeiten unter 10% gemessen. Ab der Mitte wurden Druckfestigkeiten um 90% beobachtet und im Bereich des Förderschlauches über 100%. In den oberen Randbereichen

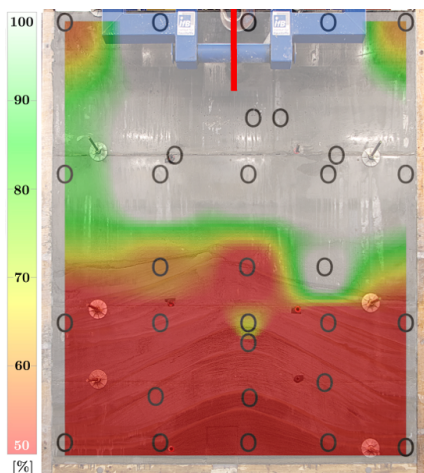


Abbildung 8.50: Überlagerung der rel. Druckfestigkeitsverteilung mit dem Bauteil, Messtellen sind mit schwarzen Kreisen gekennzeichnet, „Stinger ist in rot dargestellt

konnte auch bei diesem Versuch geschädigtes Material beobachtet werden.

Statistisch betrachtet betrug der Medianwert 59,1% und der Mittelwert 63,3% mit einer Standardabweichung von 46,8%.

Anhand der grafischen Darstellung in Abbildung 8.50 können Bereiche des ungeschädigten Grout-Materials gut von Bereichen mit geschädigtem Material unterschieden werden. Abgesehen von den oberen Randbereichen kann ab der mittleren Bauteilhöhe von tragfähigem Grout-Material ausgegangen werden.

8.5.4 Resümee

Die Simulationen der unzureichend ausgeführten Reparaturmaßnahmen führten zu einem Abfall des Medianwerts auf bis zu 20,1% und einem Abfall des Mittelwertes auf bis 39,8% relativer Druckfestigkeit (Material A). Die Standardabweichung stieg auf einen Wert von 46,8% an (Material C).

Während das Grout-Material frei durchs Wasser fiel, wurden bei allen Materialien Feinanteile ausgewaschen. Hierdurch bildeten sich in den un-

teren Bereichen „Schüttkegel“ bestehend aus den groben Bestandteilen des Grout-Materials aus. Diese Bereiche sind von geringen Festigkeiten gekennzeichnet.

Eine klare Trennlinie zwischen den Bereichen mit tragfähigem Grout-Material und geschädigtem Material konnte bei den Versuchen beobachtet werden. Zumeist befand sich diese Trennlinie im oberen Drittel des Bauteils unter Ausnahme von Material C. Hier lag diese Linien im mittleren Bereich.

Oberhalb der Förderleitung lagerte sich in den Randbereichen verdrängtes minder tragfähiges Grout-Material ab. Grundsätzlich konnte in dem Bereich der Förderleitungen gering geschädigtes bis ungeschädigtes Material festgestellt werden.

9 Last-Verformungsverhalten des verfüllten Grout-Materials

Anhand der Querschnitte aus den Verfüllversuchen konnten unterschiedliche Gesteinskörnungsgehalte in den Bereichen der Schubrippen beobachtet werden. In diesen Bereichen wurden u. a. Anlagerungen der Vorlaufmischung beobachtet. Aufgrund dieser Inhomogenitäten ist der Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten zu untersuchen.

Hierzu wurden Teilstücke aus den Bauteilen der planmäßig verfüllten Hauptmaterialien verwendet. Die Teilstücke wurden unter den Umgebungsbedingungen einer geschlossenen Halle gelagert. Es mussten unterschiedliche Bereiche mit unterschiedlichen Gesteinskörnungsgehalten unterhalb der Schubrippe geprüft werden. Auf Grundlage der computergestützten Bildanalyse der Querschnitte wurden diese Bereiche zur Entnahme der Probekörper ausgewählt.

Dabei wurde in Bereiche mit hohem, mittlerem und niedrigem Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippe unterschieden. Nach Entnahme der Probekörper wurde der Gehalt an Gesteinskörnung nochmals am Probekörper selbst bestimmt, um im Falle von Abweichungen die Probekörper neu gruppieren zu können.

Die Ergebnisse der Analysen und die Entnahmepositionen der Probekörper sind im Anhang D.4 ab Seite 300 und im Anhang F ab Seite 337 abgelegt.

Als Referenz wurden Probekörper in herkömmlichen Schalungen mit nahezu identischen Dimensionen aus den selben Grout-Materialien hergestellt, welche in den Verfüllversuchen verwendet wurden. Eine weitere Schalung enthielt zu Vergleichszwecken eine Schubrippenattrappe, wie sie auch in der Großprüfschalung verwendet wurde.

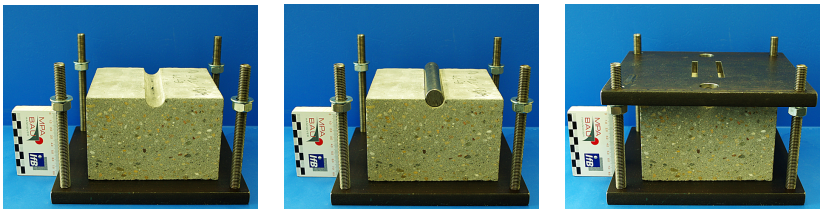
Zur Bewertung der Ergebnisse wurde die Druckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit, die Spaltzugfestigkeit und der stabilisierte E-Modul des für die Referenzprobekörper verwendeten Materials bestimmt. Die Probekörper

zur Bestimmung der Materialkennwerte wurden nach 28 Tagen und zum Zeitpunkt des Stempelversuchs geprüft. Um eine Vergleichbarkeit zwischen den Referenzprobekörpern und den Probekörpern aus den Verfüllversuchen sicher zu stellen, wurden die Referenzen frühestens nach 152 Tagen geprüft. Auf Grundlage der Materialcharakterisierung konnte von einer ausreichenden Festigkeit der Probekörper in diesem Probenalter ausgegangen werden (vgl. Abschnitt 5.2.2 ab Seite 47).

Um die Bereiche im Bauteil an den Schubrippen vergleichend mit Bereichen ohne Schubrippen bewerten zu können, wurden zudem Probekörper aus homogenen Bereichen ohne Schubrippen entnommen.

9.1 Stempelversuche

Die Probekörper wurden mit einem handgeführten Diamanttrennschleifer aus den Teilstücken der Bauteile herausgetrennt und danach mit einer stationären Diamantsteinsäge weiter bearbeitet. Aufgrund des Verfahrens der Probenentnahme können die Abmessungen nur ungefähr angegeben werden. Die Höhe betrug 9,7 cm, die Breite ca. 14 cm mit einer Länge von ca. 15 cm. Vor der Prüfung wurde in die Aussparung, die durch die Schubrippe



(a) untere Rahmenplatte mit Probekörper (b) eingelegter Stahlstab (c) aufgelegte obere Rahmenplatte

Abbildung 9.1: Einbau eines Probekörpers in den Versuchsrahmen

erzeugt wurde, ein Stahlstab eingelegt. Um Unebenheiten auszugleichen und einen Kraftschluss zwischen dem Stahlstab und dem Probekörper sicherzustellen, wurde ein hochfester Zementleim als Ausgleichsschicht verwendet. Unebenheiten der Probekörperunterseite wurden durch eine Hartfaserplatte nach DIN EN 319 [DIN93] ausgeglichen, wie sie auch zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach DIN EN 12390-6 [DIN10c] verwendet



Abbildung 9.2: Messaufbau für die Stempelversuche

wird. Die obere Stahlplatte des Prüfrahmens wurde auf den Stahlstab gelegt, ausgerichtet und über Gewindestangen mit der unteren Stahlplatte verschraubt. In Abbildung 9.1 sind diese Einbauschriffe schematisch abgebildet.

Zur Durchführung des Versuchs wurde der Versuchsrahmen mit dem Probekörper in die Prüfmaschine eingebaut und ausgerichtet. Der Prüfrahmen wurde bis an den Stempel heran gefahren. Am verfahrbarem Unterhaupt der Prüfmaschine wurden vier induktive Wegaufnehmer zur Verformungsmessung appliziert und an jeder Seite der Lastübertragungsplatte des Stempels aufgesetzt (vgl. Abbildung 9.2). Die Probekörper wurden mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm in der Minute bis zum Versagen belastet. Zuerst wurde der Stempelversuch unterhalb des Schubrippenbereichs durchgeführt. Falls eine weiterer Versuch möglich war, wurde am geschädigten Probekörper auch oberhalb des Schubrippenbereichs die Last-Verformungskurve aufgezeichnet.

9.2 Versuchsplan

Zur Bestimmung des Last-Verformungsverhaltens wurden aufbewahrte Teilstücke der Bauteile verwendet, welche planmäßig mit den drei Hauptmaterialien verfüllt wurden. Um ein großes Spektrum an Gesteinskörnunggehalten abzudecken, wurden je Gesteinskörnungsklasse jeweils

Tabelle 9.1: Versuchsplan der Stempelversuche

	Material A	Material B	Material C
geringer Anteil GK	3	3	3
mittlerer Anteil GK	7	3	5
hoher Anteil GK	4	4	3
Bereich ohne Schubrippe (ca. 100% Anteil an GK)	3	3	3
Referenzprobekörper	3	3	3
Vergleichsprobekörper mit Schubrippenaussparung	3	3	3

mindestens 3 Probekörper entnommen. So wurden jeweils 3 Referenzprobekörper und 3 Vergleichsprobekörper mit Schubrippenaussparung geprüft. In Tabelle 9.1 ist der Prüfplan aufgeführt. Im Folgenden wird auf den primären Versuch unterhalb der Schubrippe eingegangen. Bei dem sekundären Versuch oberhalb der Schubrippe traten verhältnismäßig große Streuungen der Ergebnisse auf, sodass auf eine Verwendung dieser Last-Verformungskurven verzichtet wurde. Die Last-Verformungskurven aller Versuche sind vollständigkeithalber im Anhang F ab Seite 337 dokumentiert.

9.3 Material A

Die Referenzprobekörper nach Norm für die Stempelversuche wurden nach 152 Tagen geprüft. Zur Einordnung der Referenzprobekörper sind Materialkennwerte des Grout-Materials nach 28 Tagen und nach 152 Tagen in Tabelle 9.2 zusammen gestellt. Die Abnahme der Biegezugfestigkeit nach 152 Tagen wurde auf eine Vorschädigung der Probekörper zurückgeführt und wird daher nicht weiter betrachtet.

Die Ergebnisse der Druck- und Biegezugfestigkeiten nach 152 Tagen decken sich mit den Ergebnissen aus der Materialcharakterisierung nach 365 Tagen. Daher konnte von einem vergleichbaren Reifegrad zwischen den Referenzprobekörpern und denen aus dem Verfüllversuch ausgegangen werden.

9.3.1 Schubrippenbereich

In Abbildung 9.3 sind die Last-Verformungskurven der drei Vergleichsprobekörper enthalten. Es sind zwei unterschiedliche Steigungen im Verlauf des Versuchs zu erkennen. Die erste Verformungsphase ist durch einen leichten Anstieg der Kurve gekennzeichnet. In der zweiten Verformungsphase nimmt die Steigung der Kurve deutlich zu. Dies deutet auf ein anfängliches Komprimieren des oberflächennahen Materials hin. Nach dem Konsolidieren dieser Schicht änderte sich die Steifigkeit des Probekörpers. Die Steigungen der Last-Verformungskurven waren für die drei Probekörper nahezu identisch. Ein Versagen der Probekörper trat bei Lasten zwischen 239,5 kN und 270,8 kN und Verformungen von 0,91 mm bis 1,20 mm ein.

Für die folgenden Stempelversuche wurden Probekörper aus dem Bauteil des ersten Verfüllversuchs verwendet (Abschnitt 8.3.1 Seite 102). Zum Zeitpunkt des Versuchs lag ein Alter von 2 Jahren und 4 Monaten vor. Es wurden 4 Probekörper mit einem hohen Gehalt (165% bis 100%), 7 Probekörper mit einem mittleren Gehalt (80% bis 46%) und 3 Probekörper (13% bis 33%) mit einem niedrigen Gehalt der Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippe geprüft.

Abbildung 9.5 stellt die Last-Verformungs-Kurven der 4 Probekörper mit einem hohen Gehalt der Gesteinskörnung dar. Die Ergebnisse zeigen grundsätzlich Unterschiede zu den Vergleichsprobekörpern. Drei Probekörper (165%, 121%, 100%) weisen eine kurze erste Verformungsphase auf, wobei ein Probekörper eine ausgeprägte erste Verformungsphase mit einer flachen Steigung aufweist. Darauf folgt bei diesem Probekörper auch eine flachere zweite Phase. Es konnten keine äußeren Auffälligkeiten am Probekörper festgestellt werden.

Tabelle 9.2: Materialkennwerte des Referenzmaterials

Prüfalter [Tage]	28	152
Druckfestigkeit [N/mm ²]	140,0	161,0
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	19,14	15,43
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	6,61	7,77
E-Modul [N/mm ²]	44000	47000
Rohdichte [kg/dm ³]	2,42	2,41

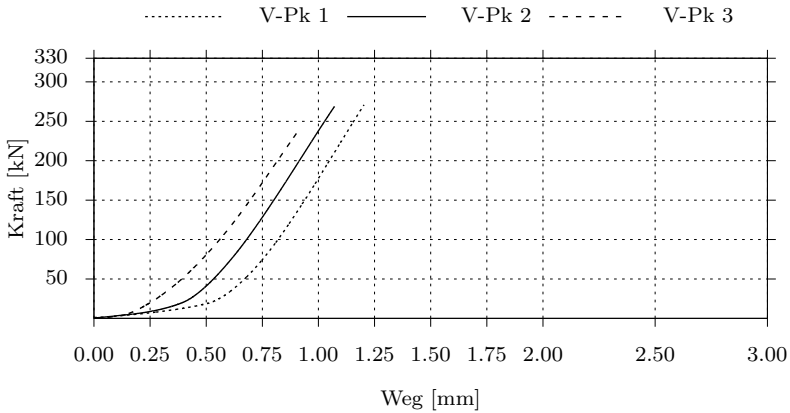


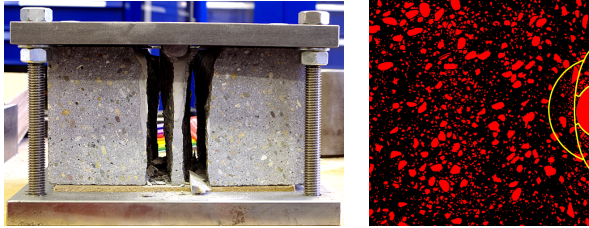
Abbildung 9.3: Last-Verformungskurven der Vergleichsprobekörper, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

Trotz des ähnlichen Gesteinskörnungsgehaltes ergaben sich teilweise deutliche Verformungsunterschiede zwischen den einzelnen Probekörpern.

Die Probekörper versagten bei Lasten zwischen 254,1 kN und 283,3 kN mit Verformungen zwischen 0,83 mm und 1,73 mm.

In Abbildung 9.4(a) ist exemplarisch der geprüfte Probekörper mit einem Gesteinskörnungsgehalt von 165% unterhalb der Schubrippe abgebildet. Das Bruchbild deutet, wie geplant, auf ein Spaltzugversagen hin. Daneben ist das zur Auswertung des Gesteinskörnungsgehaltes bearbeitete Bild dargestellt. Die möglichen Auswertungsbereiche sind gelb markiert. Zur Auswertung wurde generell der Bereich unterhalb der Schubrippenaussparung verwendet.

Die Last-Verformungs-Kurven der Probekörper mit einem mittleren Gehalt an Gesteinskörnung zeigten ähnliche Phänomene, wie Probekörper mit einem hohen Gehalt an Gesteinskörnung (Abbildung 9.6). In der ersten Verformungsphase traten bei den Probekörpern mit 77 % und 47 % relativen Gesteinskörnungsanteilen größere Verformungen auf. In dieser Versuchsreihe konnte die höchste und niedrigste maximale Last gemessen werden. Der Probekörper mit 13% erreichte die höchste Last (328,5 kN)



(a) Probekörper nach dem Stempelversuch (b) Bild zur Auswertung des Gesteinskörnungsgehalts

Abbildung 9.4: Probekörper mit 165% relativem Gesteinskörnungsgehalt unterhalb der Schubrippenaussparung

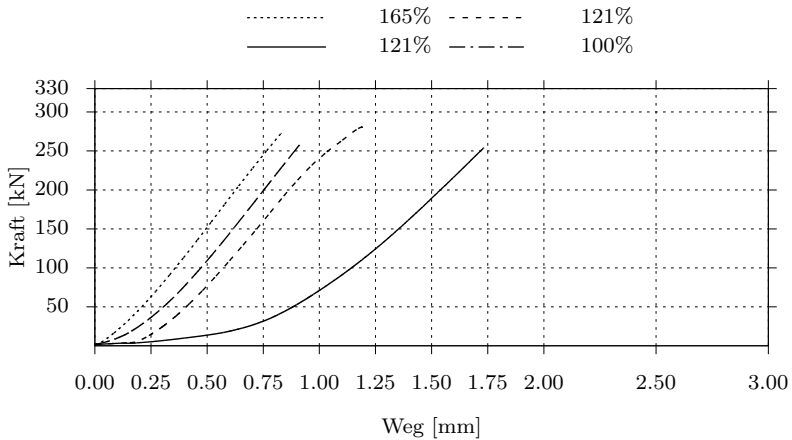


Abbildung 9.5: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem hohen Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

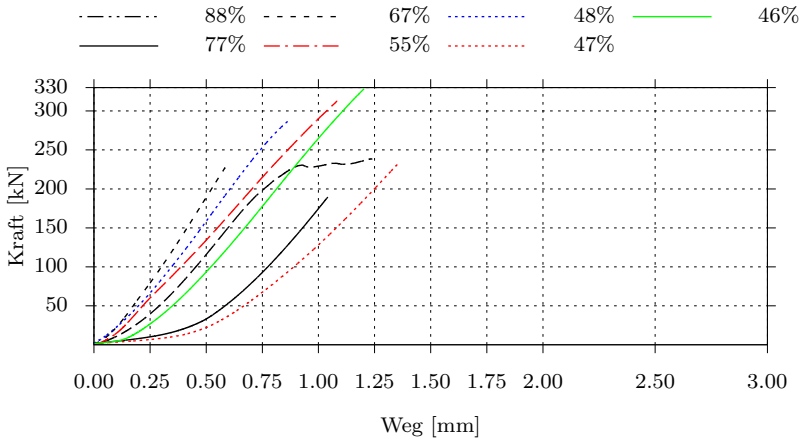


Abbildung 9.6: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem mittleren Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

wohingegen der Probekörper mit 77% die niedrigste Last mit 189,5 kN beim Versagen erreicht. Insgesamt streuten die Verformungen in einem Intervall von 0,87 mm bis 1,35 mm.

Zwischen 13% und 33% Gesteinskörnung enthielten die 3 Probekörper mit niedrigem Gehalt an relativer Gesteinskörnung. Ein Ausbleiben der sonst beobachteten ersten Verformungsphase wurde beim Probekörper mit 33% beobachtet. Eine Änderung der Steifigkeit während des Versuchs konnte hier allerdings nicht festgestellt werden. Der Probekörper mit 31 %¹ wird ausschließlich der Vollständigkeit halber abgebildet und nicht weiter bewertet.

Die Maximallasten lagen zwischen 264,5 kN und 314,5 kN und die maximalen Verformungen bewegten sich zwischen 1,01 mm und 1,29 mm.

¹Dieser Probekörper wurde ohne einen Hartfaserplatte und mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min geprüft.

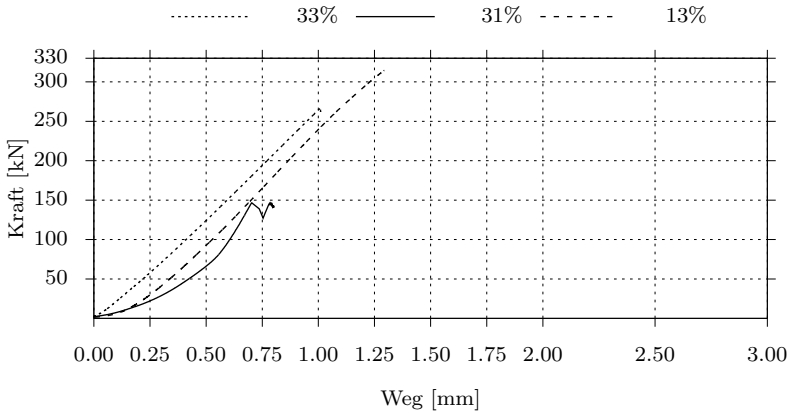


Abbildung 9.7: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem niedrigen Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

9.3.2 Bereiche außerhalb von Schubrippen

Im Vergleich zu den Vergleichsprobekörpern mit Schubrippenaussparung wiesen die Referenzprobekörper ohne kürzere Anfangsphasen und geringere Maximallasten auf. Die drei Kurven der Referenzprobekörper sind in Abbildung 9.8 dargestellt. Zwischen 193,3 kN und 222,6 kN lagen die Bruchlasten. Die maximalen Verformungen bewegten sich zwischen 0,59 mm und 0,65 mm.

Die Verformungen der Probekörper aus dem Bauteil waren im Vergleich zu den Referenzen in der ersten Verformungsphase deutlich größer. Insbesondere wurden an Probekörper 1-1-OS große Verformungen festgestellt. Die Maximallasten lagen bei den Probekörpern aus diesem Verfüllversuch deutlich höher (282,2 kN bis 316,8 kN). Verformungen zwischen 1,04 mm und 1,44 mm konnten gemessen werden. Abbildung 9.9 stellt die zugehörigen Last-Verformungs-Kurven dar.

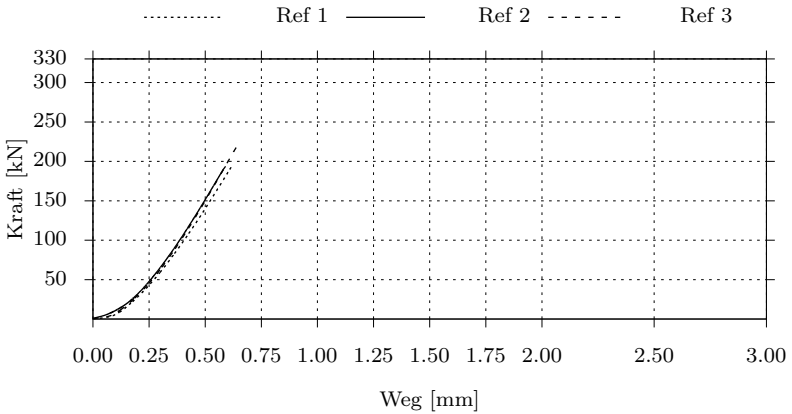


Abbildung 9.8: Last-Verformungskurven der Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung

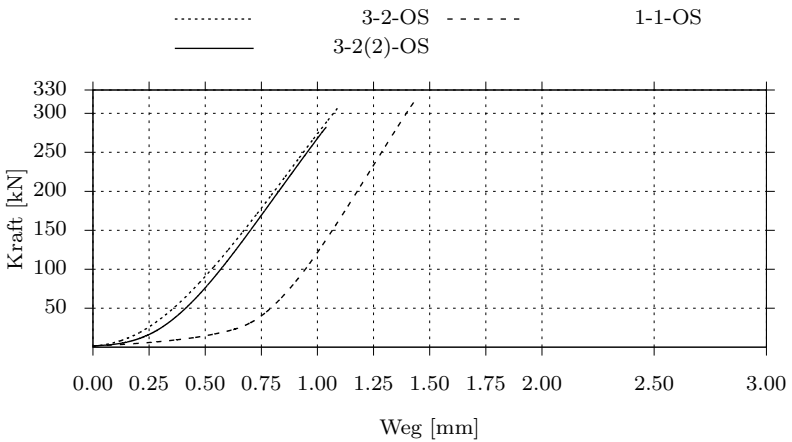


Abbildung 9.9: Last-Verformungskurven der Probekörper ohne Schubrippenaussparung

9.3.3 Resüme

Anhand der Last-Verformungskurven konnten zwei Phasen während der Stempelversuche beobachtet werden. In der ersten Verformungsphase stiegen die Kurven flach an, bis sich ein deutlich steilerer Anstieg ausbildete, der die zweite Verformungsphase kennzeichnet. Somit erhöhte sich die anfängliche Steifigkeit des Probekörpers nach dem Konsolidieren der oberen Grout-Schichten. Dies konnte bis auf wenige Ausnahmen bei allen Probekörpern mit Schubrippenaussparung beobachtet werden.

Im Vergleich zu den Vergleichsprobekörpern fiel die erste Phase der Verformungen bei den Probekörpern aus dem Bauteil deutlich inhomogener aus. Teilweise konnte die erste Phase kaum beobachtet werden. Andererseits konnten während der ersten Phase deutlich größere Verformungen gemessen werden. In letzterem Fall wurden auch geringere Steifigkeiten beobachtet.

Ein offensichtlicher Zusammenhang des Gesteinskörnungsgehalts im Bereich der Schubrippe mit der Charakteristik der Kurvenverläufe konnte nicht erkannt werden.

Im Vergleich zu den Vergleichsprobekörpern konnten hingegen höhere Lasten bei Probekörpern aus den Bauteilen aufgenommen werden. Hier war ebenfalls kein offensichtlicher Zusammenhang mit dem relativen Gesteinskörnungsgehalt gegeben.

Insgesamt streuten die maximalen Lasten unterhalb der Schubrippe zwischen 189,5 kN und 328,5 kN und die maximalen Verformungen zwischen 0,59 mm und 1,73 mm. Die Referenzprobekörper erreichten hingegen eine mittlere Verformung von 1,06 mm und eine mittlere Bruchlast von 259,7 kN.

Gegensätzlich zu den Vergleichsprobekörpern mit Schubrippenaussparung verhielten sich die Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung. Die erste Verformungsphase war hier bedeutend kürzer, die Steifigkeit höher, wobei die aufnehmbare Last allerdings geringer ausfiel. Die Probekörper aus dem Bauteil nahmen im Vergleich zur Referenz größere Lasten auf und zeichneten sich durch eine ausgeprägte erste Verformungsphase aus.

Es wurden Bruchlasten von 282,2 kN bis 316,8 kN mit Verformungen von 1,04 mm bis 1,44 mm gemessen. Die Vergleichsprobekörper erreichten eine mittlere Bruchlast von 203,2 kN bei einer mittleren Verformung von 0,62 mm.

9.4 Material B

Die Probekörper für die Stempelversuche wurden aus dem Bauteil des zweiten Verfüllversuchs gewonnen (vgl. Abschnitt 8.3.2 ab Seite 106). Zum Zeitpunkt der Prüfung wiesen die Probekörper ein Alter von 1 Jahr und 10 Monaten auf. Zusätzlich zu den Vergleichs- und Referenzprobekörpern wurden weitere zur Bestimmung der Materialkennwerte hergestellt. Diese wurden nach 28 Tagen und zur Stempelprüfung nach 173 Tagen geprüft. In Tabelle 9.3 sind die zugehörigen Materialkennwerte aufgelistet. Die Druck-

Tabelle 9.3: Materialkennwerte des Referenzmaterials

Prüfalter [Tage]	28	173
Druckfestigkeit [N/mm ²]	128,8	145,8
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	15,50	17,36
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	9,05	9,09
E-Modul [N/mm ²]	50400	52500
Rohdichte [kg/dm ³]	2,38	2,39

und Biegezugfestigkeiten erreichten wider erwarten nicht die Mittelwerte aus der Materialcharakterisierung nach 365 Tagen. Die Werte nach 173 Tage lagen knapp außerhalb des dortigen Streubereichs (Tabelle A.8 Seite 249 und Tabelle A.9 Seite 250). Der Mittelwert der Druckfestigkeit aus der Materialcharakterisierung betrug 156,3 kN, derjenige der Biegezugfestigkeit 20,2 kN. Es konnte allerdings auch davon ausgegangen werden, dass die Druck- und Biegezugfestigkeiten der trocken gelagerten Teilstücke des Bauteils keine höheren Festigkeiten aufgrund der Materialreife aufweisen.

9.4.1 Schubrippenbereich

Die Vergleichsprobekörper mit Schubrippenaussparung zeigten tendenziell übereinstimmende Last-Verformungskurven wie die Vergleichsprobekörper aus Material A. In Abbildung 9.10 sind diese dargestellt.

Die maximal aufnehmbaren Lasten lagen zwischen 271,5 kN und 295,4 kN bei Verformungen von 0,89 mm bis 1,23 mm.

Der Gesteinskörnungsanteil unterhalb der Schubrippe war im Vergleich zu den Probekörpern aus Material A geringer. Weiterhin wurde in drei

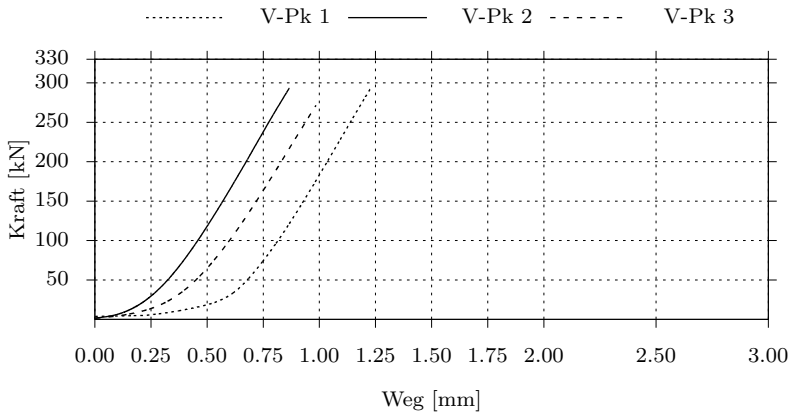


Abbildung 9.10: Last-Verformungskurven der Vergleichsprobekörper, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

Gesteinskörnungsgehaltsklassen unterschieden. 63% bis 38% stellte einen hohen, 34% bis 22% einen mittleren und 16% bis 2% einen niedrigen Gehalt an relativer Gesteinskörnung dar.

Die Last-Verformungskurven der Probekörper mit hohem Anteil an Gesteinskörnung zeichneten sich durch große Verformungen in der ersten Phase aus. Ausgenommen war hiervon der Probekörper mit 38%, bei dem keine erste Verformungsphase erkannt werden konnte. Die Maximallast betrug 93,8 kN. Dieser Probekörper stammte aus einem Bereich, in dem zwei Schalungselemente verbunden wurden. Im oberen Bereich wies der Probekörper daher geringe geometrische Unregelmäßigkeiten auf. Inwieweit tatsächlich eine Beeinflussung des Ergebnisses vorlag, konnte nicht geklärt werden.

Die Maximallasten lagen in einem Bereich von 93,8 kN bis 268,1 kN bei Verformungen von 0,41 mm bis 1,77 mm.

In Abbildung 9.12 sind die Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem mittleren relativen Gehalt an Gesteinskörnung dargestellt. Anhand der Kurven für den Probekörper mit 34% konnte keine ausgeprägte erste Verformungsphase erkannt werden. Für die Probekörper mit 24% und 22% fielen die Verformungen in der ersten Phase ebenfalls relativ gering

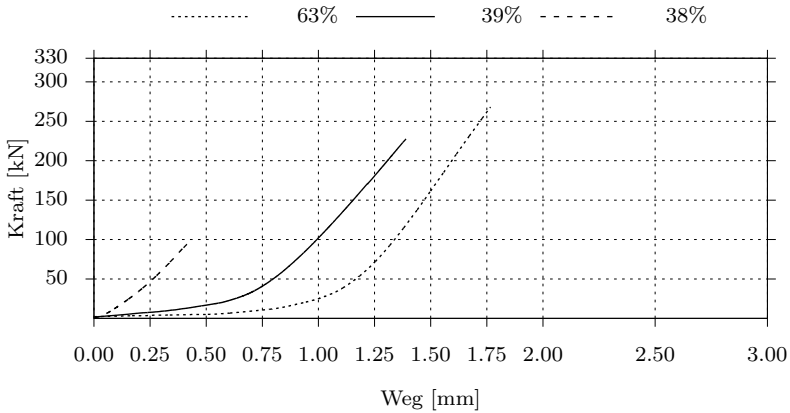


Abbildung 9.11: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem hohen Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

aus. Der Probekörper mit einem relativen Gesteinskörnungsanteil von 22% versagte bei 83,5 kN. Es konnten keine äußerlichen Auffälligkeiten am Probekörper erkannt werden.

Die maximalen Lasten streuten zwischen 83,5 kN und 220,0 kN bei Verformungen von 0,49 mm bis 0,94 mm.

Bei Probekörpern mit einem niedrigen Gehalt an Gesteinskörnung wurden die höchsten Verformungen beobachtet. Zwei Probekörper wiesen zudem Anlagerungen von Zementleim unterhalb der Schubrippe auf. Der geprüfte Probekörper mit einem relativen Gehalt an Gesteinskörnung von 2% ist in Abbildung 9.13(a) dargestellt. Das zur Auswertung verwendete Bild des Querschnitts ist daneben abgebildet. In den Abbildungen ist auf der rechten Seite neben der Schubrippenaussparung ein hoher Feinanteil bzw. die Ablagerung von Zementleim zu erkennen. Während des Versuchs drang der Stempel um 2,20 mm in den Probekörper ein bis dieser versagte. Die zugehörige Last-Verformungskurve ist in Abbildung 9.14 dargestellt.

Der Probekörper mit einem Gesteinskörnunggehalt von 16% enthielt ebenfalls vermehrt Zementleim direkt unterhalb der Schubrippe. Der Anteil des Zementleims fiel im Vergleich deutlich geringer aus, befand sich

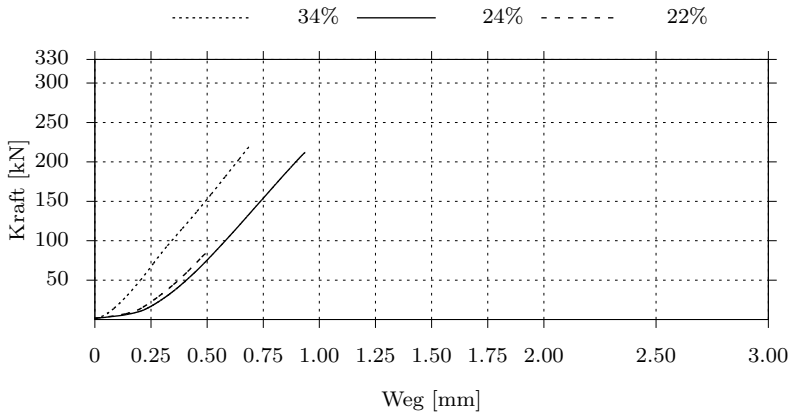
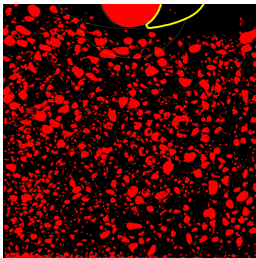


Abbildung 9.12: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem mittleren Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung



(a) 2% rel. Gesteinskörnung



(b) seitliche Ansicht

Abbildung 9.13: (a): ausgewertetes Bild des Querschnitts zur Bestimmung des Gesteinskörnungsanteils (Auswertebereich gelb markiert), (b): zugehöriger geprüfter Probekörper mit einem Zementleimeinschluss im oberen rechten Bereich an der Schubrippenaussparung

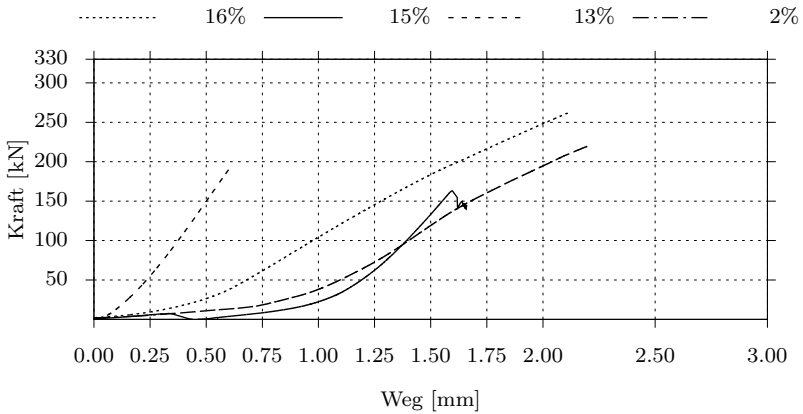


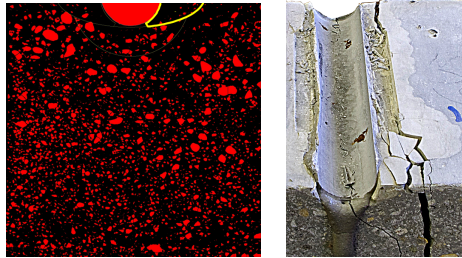
Abbildung 9.14: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem niedrigen Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippe

aber direkt unterhalb der Belastungsfläche. Auch hier konnte ein ähnlich weites Eindringen des Stempels bis auf 2,11 mm beobachtet werden. Ein maßgeblicher Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit des Probekörpers konnte nicht erkannt werden. In Abbildung 9.15(b) ist die Tiefe des Stempelabdruck nach der Prüfung zu erkennen. In Abbildung 9.15(a) ist das zur Auswertung des Gesteinskörnungsgehaltes bearbeitete Bild dargestellt. Anhand des Querschnittsbildes ist kaum Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippe zu erkennen.

Insgesamt konnten hier große Verformungen beobachtet werden (0,62 mm bis 2,20 mm) mit vergleichsweise hohen Bruchlasten von 163,0 kN bis 262,0 kN. Im Vergleich zu den übrigen Probekörpern konnte eine geringere Steifigkeitszunahme von der ersten Verformungsphase zur zweiten festgestellt werden.

9.4.2 Bereiche außerhalb von Schubrippen

Die Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung zeigten untereinander, wie bereits bei Material A beobachtet, ein homogenes Last-Verformungsverhalten. Es konnte wiederum eine kurze erste Verformungsphase beob-



(a) 16% relative Gesteins- (b) Stempelabdruck
körnung

Abbildung 9.15: (a): Bild zur Auswertung des relativen Gesteinskörnungsanteils (Auswertebereich gelb markiert), (b): Eindringbereich des Stempels in die Zementleimschicht unterhalb der Schubrippenaussparung

achtet werden. Die Maximallasten lagen zwischen 222,1 kN und 239,1 kN bei Verformungen von 0,67 mm bis 0,74 mm (vgl. Abbildung 9.16).

Die Verformungen der Probekörper aus dem Bauteil fielen im Vergleich zu den Referenzen größer aus. Die erste Verformungsphase war deutlich ausgeprägter, wie auch in Abbildung 9.17 zu erkennen ist.

Die Verformungen lagen zwischen 0,89 mm bis 1,51 mm bei maximalen Lasten von 260,9 kN bis 304,2 kN.

9.4.3 Resümees

Im Vergleich zu Material A wiesen die Probekörper aus dem mit Material B hergestellten Bauteil einen geringeren Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippen auf. Teilweise konnten auch größere Verformungen beobachtet werden. Probekörper mit geringen Verformungen in der ersten Verformungsphase versagten jedoch tendenziell früher.

Im Falle von Ablagerungen der Vorlaufmischung unterhalb der Schubrippe wurden geringere Steifigkeiten bei höheren maximalen Lasten beobachtet. Es konnten deutliche Stempelabdrücke in den Probekörpern erkannt werden.

Insgesamt wurden Verformungen von 0,41 mm bis 2,20 mm und ma-

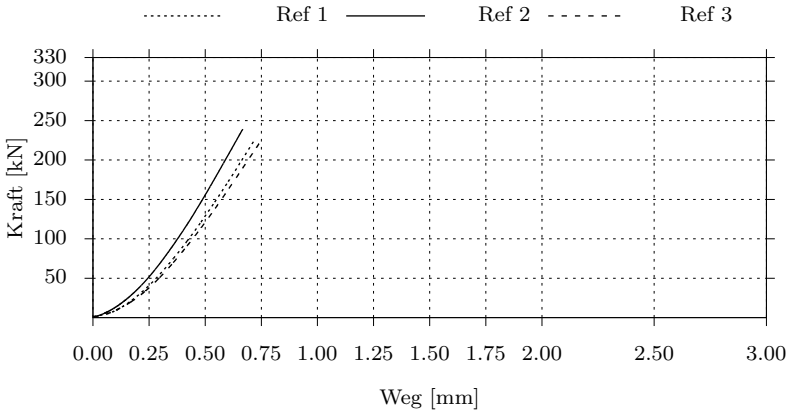


Abbildung 9.16: Last-Verformungskurven der Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung

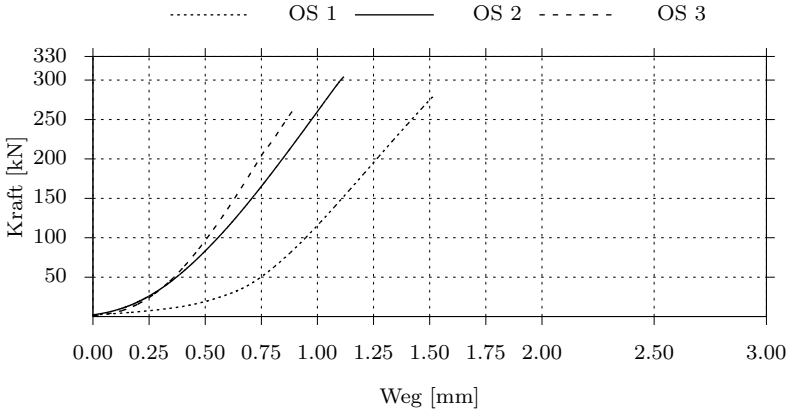


Abbildung 9.17: Last-Verformungskurven der Probekörper ohne Schubrippenaussparung

ximale Lasten von 83,5 kN bis 268,1 kN gemessen. Der Mittelwert der maximalen Last der Referenzen betrug 286,7 kN bei einer mittleren Verformung von 1,03 mm.

Die Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung nahmen geringere Lasten auf als die Probekörper aus dem Bauteil. Es konnten hierbei kleinere Verformungen festgestellt werden. Die Verformungen lagen zwischen 0,89 mm bis 1,51 mm und die maximal aufnehmbaren Lasten zwischen 260,9 kN und 304,2 kN. Der Mittelwert der Referenzen betrug 228,6 kN mit einer maximalen Verformung von 0,71 mm.

9.5 Material C

Aus der Probekörperwand des dritten Verfüllversuchs wurden die Probekörper für die Stempelversuche entnommen (vgl. Abschnitt 8.3.2). Die Probekörper hatten zum Zeitpunkt der Prüfung ein Alter von 2 Jahren und 2 Monaten. Zu den Referenz- und Vergleichsprobekörpern für die Stempelprüfung wurden weitere Probekörper zur Bestimmung von Materialkennwerten hergestellt. Diese Probekörper wurden nach 28 Tagen und nach 168 Tagen geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 9.4 aufgelistet.

Tabelle 9.4: Materialkennwerte des Referenzmaterials

Prüfalter [Tage]	28	168
Druckfestigkeit [N/mm ²]	150,7	153,0
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	16,21	21,37
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	8,28	9,87
E-Modul [N/mm ²]	43300	46550
Rohdichte [kg/dm ³]	2,49	2,51

Die Biegezug- und Druckfestigkeit nach 168 Tagen lag im Streubereich der Materialkennwerte aus der Materialcharakterisierung nach 365 Tagen. Somit musste von keinem reifebedingten Unterschied zwischen den Vergleichs- und Referenzprobekörpern und den Probekörpern aus dem Bauteil ausgegangen werden.

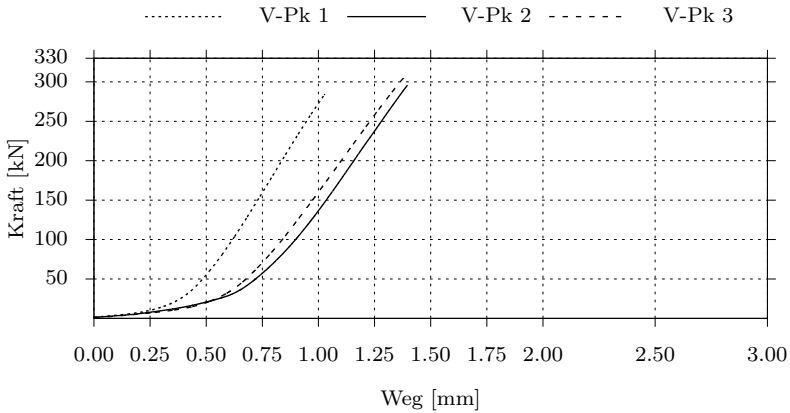


Abbildung 9.18: Last-Verformungskurven der Vergleichsprobekörper, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

9.5.1 Schubrippenbereich

Die Last-Verformungskurven der Vergleichsprobekörper sind in Abbildung 9.18 dargestellt. Es ist eine ausgeprägte erste Verformungsphase zu erkennen.

Die maximalen Lasten lagen zwischen 284,6 kN und 306,4 kN mit Verformungen zwischen 1,03 mm und 1,40 mm.

Die Probekörper für die Stempelversuche wurden in drei Gesteinskörnungsklassen eingeteilt. Unterhalb der Schubrippen wurde bei diesen Probekörpern die niedrigsten Gesteinskörnungsgelhalte der drei Bauteile festgestellt. Von 53% bis 47% wurde ein hoher, von 19% bis 13% ein mittlerer und für 2% ein niedriger Gehalt relativer Gesteinskörnung¹ definiert.

Im Vergleich zu den Vergleichsprobekörpern ist eine kürzere erste Verformungsphase der Probekörper mit einem hohen Gehalt an Gesteinskörnung zu erkennen. Die Bruchlasten lagen hier deutlich unter denen der Vergleichsprobekörper. Der Verlauf der drei Last-Verformungskurven stellte

¹Schätzwerte des relativen Gesteinskörnungsgelhaltes unterhalb der Schubrippe auf Basis der Querschnittsanalysen sind mit einem * gekennzeichnet.

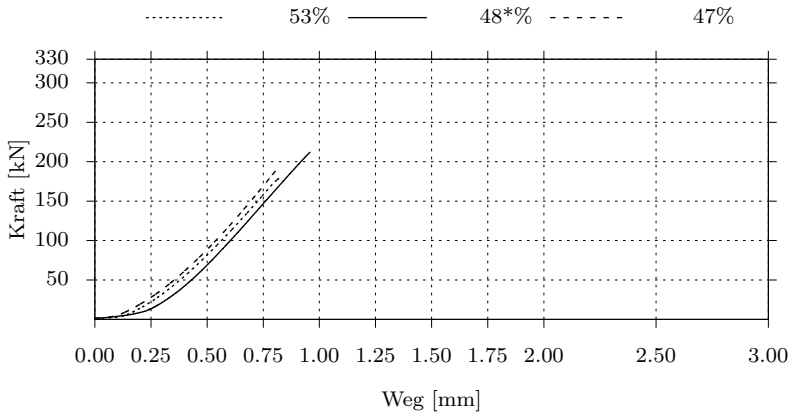


Abbildung 9.19: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem hohen Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

sich nahezu identisch ein.

Die maximalen Lasten lagen zwischen 179,4 kN und 211,9 kN mit Verformungen von 0,83 mm bis 0,96 mm.

Anhand der Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem mittleren Gehalt an Gesteinskörnung konnte unterschiedliches Verformungsverhalten erkannt werden (Abbildung 9.20). Zwei Probekörper besaßen eine kurze erste Verformungsphase, die drei übrigen Probekörper zeigten eine stark ausgeprägte erste Verformungsphase. Diese Probekörper wiesen zudem eine geringere Steifigkeit in der zweiten Phase auf.

Die großen Verformungen lassen sich durch Ablagerungen der Vorlaufmischung unterhalb der Schubrippen bei den Probekörpern mit 18% und 13% Gesteinskörnungsanteil erklären. In Abbildung 9.21 ist das bearbeitete Bild zur Auswertung der Gesteinskörnung und der geprüfte Probekörper dargestellt. Der Auswertebereich und die Zementleimablagerung sind gelb markiert. Die unterhalb des komprimierten Zementleimkeils abgescherte Flanke ist auf der linken Seite der Abbildung 9.21(b) zu erkennen. Ein Zementleimeinschluss an dem Probekörper mit dem Gesteinskörnungsanteil von 16% und der ausgeprägten ersten Verformungsphase konnte

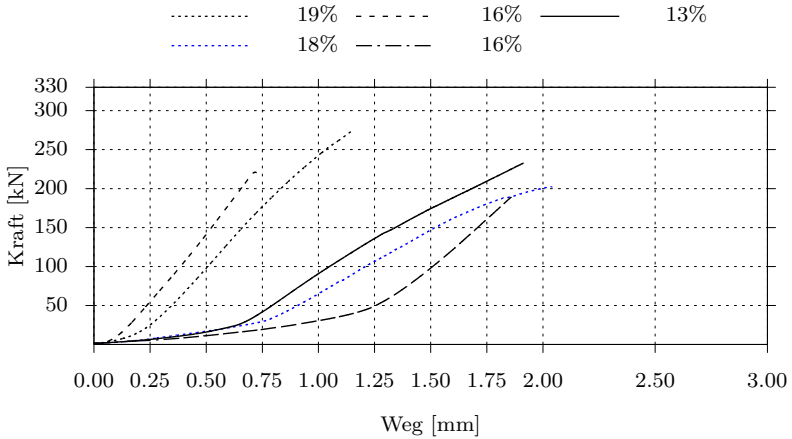
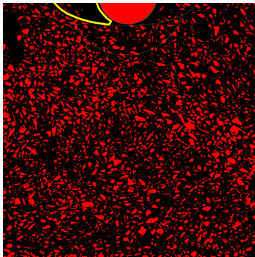


Abbildung 9.20: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem mittleren Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung



(a) 13% relative Gesteinskörnung



(b) Zementleim gelb markiert

Abbildung 9.21: (a): ausgewertetes Querschnittsbild (Auswertebereich gelb markiert), (b): zugehöriger geprüfter Probekörper mit einem Zementleimeinschluss im oberen linken Bereich an der Schubrippenaussparung

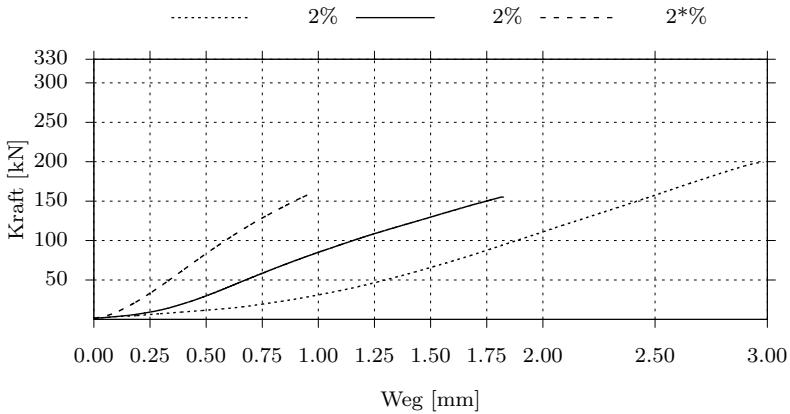


Abbildung 9.22: Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem niedrigen Gehalt an Gesteinskörnung, Stempelversuch unterhalb der Schubrippenaussparung

nicht erkannt werden. Dieser Probekörper stammte aus einem Stoßbereich der Schalungselemente und wies daher geringfügige geometrische Imperfektionen auf.

Die Verformungen der Probekörper streuten zwischen 0,76 mm und 2,04 mm mit zugehörigen Bruchlasten zwischen 189,1 kN und 274,7 kN.

Abbildung 9.22 stellt die Last-Verformungskurven der Probekörper mit einem niedrigen Gehalt an Gesteinskörnung dar. Starke Verformungen konnten anhand von zwei Probekörpern beobachtet werden. Eine zweite Verformungsphase ist nicht eindeutig zu erkennen.

Auch hier konnten Ablagerungen der Vorlaufmischung im Bereich der Schubrippenaussparung erkannt werden. Abbildung 9.23 zeigt den Probekörper mit den größten Verformungen. Anhand des geprüften Probekörpers konnten die Stempelabdrücke deutlich erkannt werden. In Abbildung 9.23(a) dient ein Lineal als Maßstab zur Verdeutlichung der Tiefe des plastisch verformten Bereichs.

Anhand der Kurve des dritten Probekörpers konnte keine erste Verformungsphase erkannt werden, untypisch dafür war die geringe Steigung der Kurve.

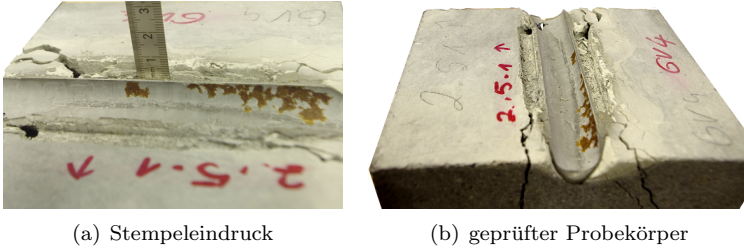


Abbildung 9.23: geprüfter Probekörper mit 2% relativer Gesteinskörnungsanteil durch einen Zementleimeinschluss

Die Probekörper erreichten Bruchlasten zwischen 155,3 kN und 199,2 kN mit Verformungen von 0,98 mm bis 2,98 mm.

9.5.2 Bereiche außerhalb von Schubrippen

Die Last-Verformungskurven der Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung sind nahezu identisch und passen zu denen der anderen Materialien. Es wurden Bruchlasten zwischen 235,9 kN und 247,6 kN mit Verformungen von 0,76 mm bis 0,78 mm erreicht. Abbildung 9.24 stellt die Last-Verformungskurven der Referenzprobekörper dar.

Im Vergleich zu den Referenzprobekörpern ist eine ausgeprägtere erste Verformungsphase und ein größeres Streuband der Verformungen zu erkennen. Die Verformungen lagen zwischen 0,77 mm und 1,32 mm mit maximalen Lasten zwischen 204,3 kN und 274,2 kN. Die Kurven sind in Abbildung 9.25 dargestellt.

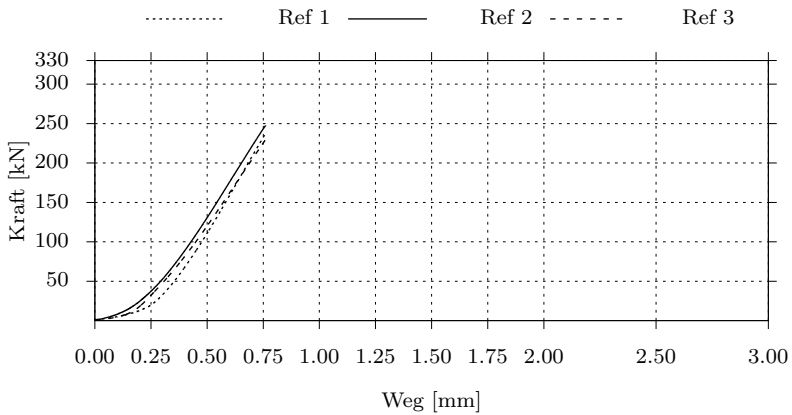


Abbildung 9.24: Last-Verformungskurven der Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung

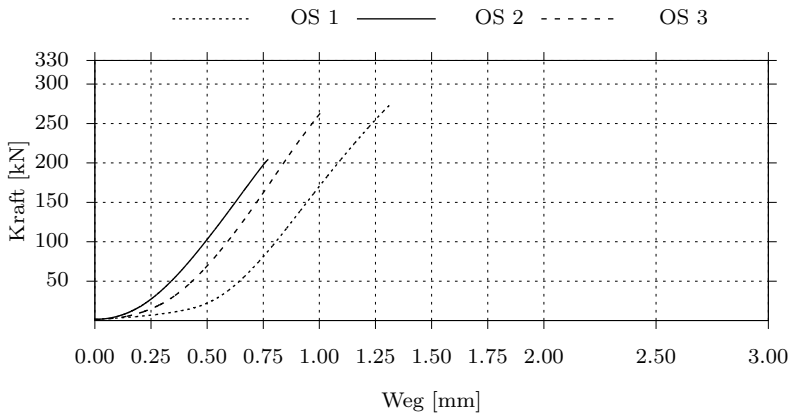


Abbildung 9.25: Last-Verformungskurve der Probekörper ohne Schubrippenaussparung

9.5.3 Resümees

Die Probekörper des verfüllten Grout-Materials C wiesen den geringsten Gehalt an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippen auf. Vermehrt wurden Ablagerungen der Vorlaufmischung in den Bereichen der Schubrippen beobachtet. In diesen Bereichen konnten große Verformungen bei geringeren Steifigkeiten im Vergleich zu den Referenzen beobachtet werden.

Insgesamt traten Verformungen zwischen 0,83 mm und 2,98 mm unterhalb der Schubrippen auf. Die Bruchlasten variierten zwischen 155,3 kN und 274,7 kN. Zum Vergleich trat bei den Referenzprobekörpern eine mittlere Verformung von 1,27 mm und eine mittlere Bruchlast von 295,6 kN auf.

Im Bereich ohne Schubrippen wurden Verformungen zwischen 0,77 mm und 1,32 mm und Bruchlasten von 204,3 kN bis 274,2 kN gemessen. Hier lag der mittlere Referenzwert bei 0,77 mm und die mittlere Bruchlast bei 241,0 kN.

9.6 Vergleich mit Versuchen von Blanford

Die Arbeit von Blanford aus dem Jahre 1980 beinhaltet insgesamt 7 Last-Verformungskurven zweier unterschiedlicher Mörtel und zwei Probekörperalter [Bla80]. Hiernach wurde ein „API class A cement“ und ein „API class H cement“ verwendet. Die zugehörigen Druckfestigkeiten der Mörtel sind in Tabelle 9.5 nach 15 und 28 Tagen angegeben. Die Mörtel besaßen, unter Ausnahme der Mörtel mit dem „API class H“ Zement, Druckfestigkeiten im Bereich von Normalbeton. Die Druckfestigkeit der Mörtel lag allerdings deutlich unter derjenigen der vom Autor verwendeten Grout-Materialien.

Tabelle 9.5: Druckfestigkeiten der Mörtel von Blanford

Prüfalter „API cement class“	15 Tage N/mm ²	28 Tage N/mm ²
A	43,4	44,8
H	69,6	74,5

Über die gewählte Prüfgeschwindigkeit der Versuche wurden keine An-

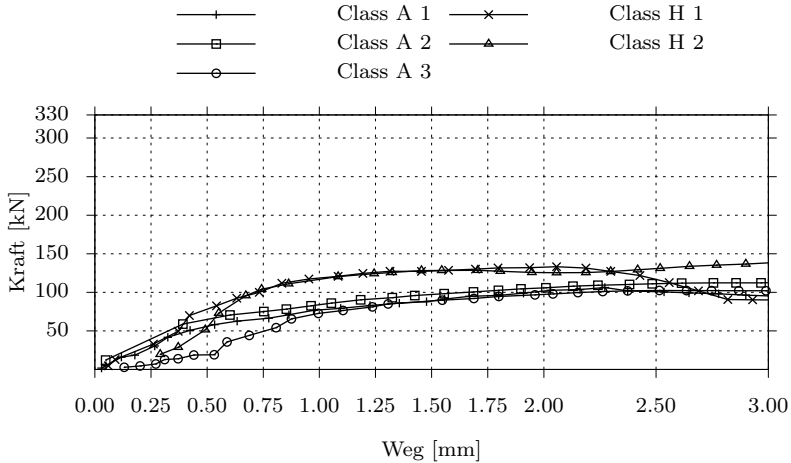


Abbildung 9.26: Last-Verformungskurven der Probekörper von Blanford [Bla80] mit einem Prüfalter von 15 Tagen

gaben gemacht. Die Last-Verformungskurven sind zur besseren Vergleichbarkeit hier lediglich bis zu einer Verformung von 3 mm aufgetragen. Die vollständig dargestellten Kurven sind dem Anhang in Abschnitt F.4 zu entnehmen.

Die Last-Verformungskurven der Mörtel mit einem Prüfalter von 15 Tagen zeigen einen anfänglich leichten Lastanstieg bei vergleichsweise großen Verformungen (vgl. Abbildung 9.26). Folgend ist ein teils steilerer Anstieg bei den Mörteln mit einem „API class H“ Zement zu beobachten. Ein abflachender Verlauf ist darauf folgend zu beobachten.

Blanford's Arbeit berichtet von einem „Zerquetschen“ des Mörtels unterhalb des Stempels. Offensichtlich wurde der Mörtel durch den dort verwendeten Stahltrög umschlossen, sodass er sich weiter verformen konnte und es keinem schlagartigen Versagen kommen konnte. Hierauf deuten die Kurven der Probekörper „Class A 1“ und „Class H 1“ hin. Bei diesen Versuchen versagten die Schweißnähte beider Stahltröge bei einer Verformung von ca. 2,5 mm. Dies belegt der Lastabfall während des Versuchs von Probekörper „Class H 1“ in Abbildung 9.26.

Abbildung 9.27 zeigt die Last-Verformungskurven der verwendeten Mör-

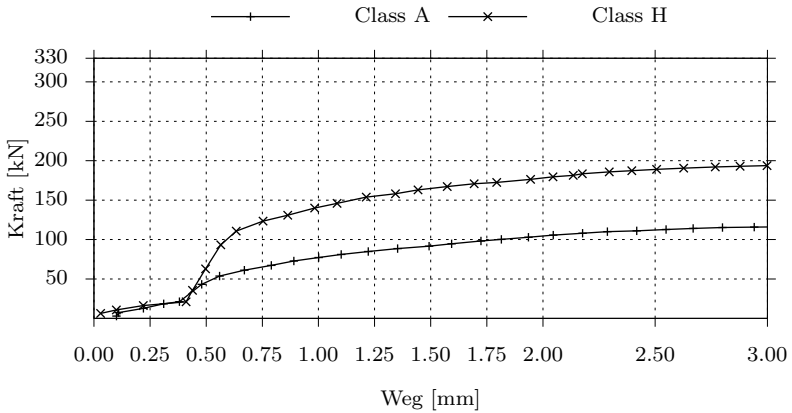


Abbildung 9.27: Last-Verformungskurven der Probekörper von Blanford [Bla80] mit einem Prüfalter von 28 Tagen

tel mit einem Prüfalter von 28 Tagen. Auch hier ist ein anfänglich geringer Lastanstieg mit vergleichsweise großen Verformungen zu erkennen. Hierauf folgt bei dem Probekörper „Class H“ ein steiler Anstieg, der darauf folgend langsam abflacht. Mit zunehmender Festigkeit steigt bei „Class H“ Mörteln offensichtlich auch die Neigung zu einem steileren Lastanstieg.

Im direkten Vergleich mit den Last-Verformungskurven der Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung können zwar Ähnlichkeiten im anfänglichen Bereich, jedoch überwiegend Unterschiede erkannt werden. In Abbildung 9.28 ist eine Auswahl von Last-Verformungskurven aus Blanford und eigener Versuche abgebildet. Deutlich unterschiedlich sind die auftretenden Verformungen. Eine zweite Verformungsphase mit einer Steifigkeitserhöhung ist lediglich bei Mörteln höherer Festigkeiten zu erkennen. Die Mörtel mit „Class A“ Zementen wurden eher kontinuierlich komprimiert ohne dabei eine deutliche Steifigkeitsänderung zu vollziehen. Solch ein Verhalten konnte auch an Zementleimeinschlüssen beobachtet werden, wie sie z. B. in Abschnitt 9.4.1 und 9.5.1 vorgefunden wurden.

Im Vergleich zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Bruchlast der

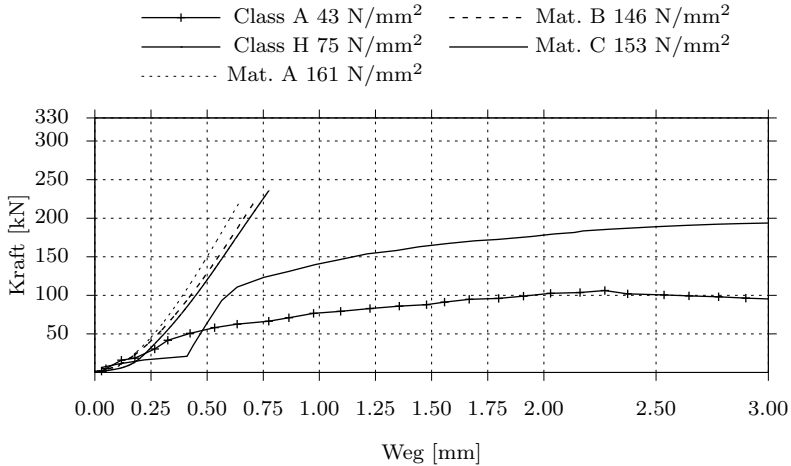


Abbildung 9.28: Vergleich von Last-Verformungskurven aus [Bla80] und Referenzprobekörpern aus Material A, B und C

Stempelprüfungen konnten in den Versuchen von Blanford höhere Laststeigerungsrate erzielt werden. Die Laststeigerungsrate der Versuche sind in Tabelle 9.6 aufgeführt. In den Versuchen von Blanford wurden Raten von bis zu 6 erreicht, wohingegen in den eigenen Versuchen eine maximale Rate von 3 erzielt werden konnte. Hierbei muss die unterschiedliche Probekörpergeometrie und die unterschiedliche Umschnürungswirkung beachtet werden.

Grundsätzlich konnte anhand des Vergleichs der Stempelprüfungen mit zunehmender Festigkeit eine Steifigkeitssteigerung festgestellt werden. Ein anfänglich eher duktiler Bereich konnte zumeist bei den Prüfungen beobachtet werden.

Tabelle 9.6: Laststeigerungsraten der Würfeldruckfestigkeit und maximal aufnehmbare Last von Probekörpern der Stempelprüfung

Material	Prüfalter [Tage]	Steigerungsfaktor [-]
A	152	2,41
B	173	3,22
C	168	3,24
Mörtel ^a „API class A“	15	5,11
	28	5,87
Mörtel ^a „API class H“	15	4,06
	28	6,01

^a Versuche von Blanford [Bla80]

10 Auswertung und Diskussion

Zunächst stehen die Druckfestigkeiten im verfüllten Bauteil im Vordergrund. Es werden die planmäßigen Verfüllversuche sowie die Störfallsimulationen ausgewertet, um den Einfluss des Einfüllprozesses auf das Grout-Material vergleichend zu betrachten. Hierauf aufbauend werden die Bemessungswerte der Regelwerke aus Kapitel 4 ab Seite 27 diskutiert, um statistische Kennwerte für die Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c nach Abschnitt 4.1.2 vorzuschlagen.

Nachfolgend wird auf Grundlage der Stempelversuche eine Übertragungsfunktion zum Abschätzen von Zugfestigkeiten abgeleitet, um diese dann auf die planmäßig verfüllten Hauptmaterialien anzuwenden. Unterschiedliche Bemessungswerte der Zugfestigkeit werden anhand dieser Ergebnisse erörtert.

Weiter werden anhand der Last-Verformungskurven der Stempelversuch die Bauteilsteifigkeiten abgeschätzt und mit bemessungsrelevanten Werten für den E-Modul verglichen.

Abschließend wird auf die Vergleichbarkeit der gewonnenen Materialeigenschaften und ihre Anwendbarkeit bei realen Bauteilen eingegangen.

10.1 Druckfestigkeiten im Bauteil

In Kapitel 8 wurden die Druckfestigkeiten von Bohrkernen aus den Bauteilen nach 7 Tagen mit denjenigen von Würfeln einer Kantenlänge von 75 mm verglichen. Vorversuche hatten eine gute Vergleichbarkeit dieser beiden unterschiedlichen Geometrien gezeigt.

Die Verfüllversuche wiesen allerdings zum Teil hohe Temperaturen innerhalb der Bauteile auf, die eine höhere Festigkeit der Bohrkern nach 7 Tagen im Vergleich zu den Referenzwürfeln erwarten lassen. Nach Versuchen von Heinz et al [HUG12] zur Wärmebehandlung von hochfesten Betonen kann die Erwartungshaltung bestätigt werden. Diese Versuche zeigten höhere Frühfestigkeiten sowie zum Teil höhere Festigkeiten nach

28 Tagen bei wärmebehandelten Probekörpern. Der Effekt höherer Festigkeiten nach 28 Tagen konnte allerdings bei Wärmebehandlungen unter 75 °C nicht beobachtet werden [Lin13].

Im Weiteren wird untersucht, inwieweit für die weitere Auswertung ein Abschätzen der Druckfestigkeit nach 28 Tagen zielführend ist.

10.1.1 Temperatureinfluss zwischen Probekörperwand und Referenzprobekörpern

Zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung von Bohrkernen aus den Probewänden wurden für jedes Material jeweils zwei Bohrkern aus benachbarten Bereichen an mindestens drei ungestörten Stellen der Probekörperwände entnommen. Ein Bohrkern wurde jeweils nach 7 Tagen, der jeweils benachbarte nach 28 Tagen geprüft. Die Bohrkern wurden bis zur Prüfung unter Wasser gelagert.

Die Prüfung der Druckfestigkeit ergab unterschiedlich hohe Festigkeitssteigerungen von 8% bis hin zu 28% bezogen auf die Druckfestigkeit nach 7 Tagen. In Tabelle 10.1 wird der Festigkeitszuwachs δ_{Bk} aufgelistet und mit dem Festigkeitszuwachs δ_{75} von Würfeln aus den Vorversuchen nach Tabelle A.8 verglichen. Zur besseren Einordnung sind die Mittelwerte der maximalen Bauteiltemperaturen im Bereich der Bohrkernentnahmestelle angegeben sowie die Tendenz der Würfeldruckfestigkeit nach 7 Tagen im Vergleich zu den Bohrkernen. Aufgrund der gemessenen Temperaturen im Bauteil von unter 75 °C ist auf Grundlage der Literatur nicht von höheren Endfestigkeiten der Bohrkern im Vergleich zu den Referenzprobekörpern mit Wärmebehandlung auszugehen. Eine höhere Endfestigkeit der Bauteile ist allerdings aufgrund der silikatreichen Grout-Materialien und der reaktiven Zemente trotzdem nicht auszuschließen.

Material A und D wiesen im Vergleich zu den Mittelwerten der Probekörper aus den Voruntersuchungen gleichgroße Festigkeitszuwächse auf. Die Materialien B, C und E wiesen hingegen geringere Festigkeitszuwächse auf. Hiernach besteht die Gefahr die prozentuale Festigkeit der Bauteile aus den Verfüllversuchen mit diesen Materialien nach 7 Tagen zu überschätzen.

Daher werden in den folgenden Auswertungen die Druckfestigkeiten der Bohrkern mit dem Beiwert δ_{Bk} nach Gleichung 10.1 auf eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen umgerechnet und mit dem Referenzwert des jeweiligen

Tabelle 10.1: Festigkeitszuwachs von Bohrkernen und Würfeln zwischen 7 und 28 Tagen

Material	max. Temperatur ^a [°C]	δ_{Bk}	δ_{75}	Tendenz zu Bohrkernen
A	45	1,24	1,24	=
B	52	1,08	1,14	↗
C	66	1,08	1,14	↗
D	47	1,28	1,28	=
E	58	1,14	1,17	≈

^a Mittelwert im Bereich der Bohrkernentnahme

Versuchs nach 28 Tagen verglichen.

$$f_{cBk,28} = \delta_{Bk} \cdot f_{cBk,7} \quad (10.1)$$

10.1.2 Einfluss des Verfüllprozesses auf die relativen Druckfestigkeiten

Der Einfluss des Verfüllprozesses auf die Druckfestigkeit wird anhand der geschätzten relativen Festigkeit nach 28 Tagen bewertet. Zusätzlich wird der kleinste Einzelwert und zu Vergleichszwecken der exakte Mittelwert der relativen Druckfestigkeiten nach 7 Tagen angegeben. Zuerst wird die gesamte Wandfläche betrachtet; dann wird auf den bemessungsrelevanten Bereich eingegangen.

Bei realen Verfüllprozessen ist zumeist ein Überlauf des Grout-Materials aus der Verbindung vorgesehen, solange bis ausschließlich homogenes Grout-Material austritt. Zusätzlich wird ein Teil der Übergreifungslänge als nicht tragfähig ausgewiesen, wie es z. B. in der DIN EN ISO 19902 und in der Richtlinie des DNV GL gefordert wird. Hier wird jeweils von den Randzonen die doppelte Groutspaltbreite $2 \cdot t_g$ oder der Schubrippenabstand s abgezogen. Im Falle der Großversuchsschalung sind dies etwa 20 cm von der Ober- und Unterkante. Zur Vereinheitlichung der Ergebnisse wird dieser Wert fortan verwendet und nicht individuell für jeden Versuch bestimmt. Der so gewählte Bereich des Bauteils wird als „effektive“ Übergreifungslänge L_e bezeichnet. Hierdurch werden Bohrkerne in den Randzonen nicht berücksichtigt, wodurch die Datenbasis reduziert wird.

10.1.2.1 Planmäßiger Verfüllprozess

Vier der fünf Materialien erreichten im Mittel nach 7 Tagen und mit dem berechneten Mittelwert nach 28 Tagen (Gleichung 10.1) mindestens eine relative Druckfestigkeit von 100%. Material A und C erreichten sogar Werte über 120%. Einzelwerte können jedoch auch unter 100% liegen. Der kleinste Einzelwert wurde bei Material B mit nur 37% relativer Druckfestigkeit gemessen.

Die geringeren Druckfestigkeiten der Einzelwerte sind auf den fehlenden Überlauf des Grout-Materials aus der Schalung heraus sowie auf die Wahl der Vorlaufmischungen (Material B und C) und minder tragfähigem Material in den Randbereichen zurückzuführen. Der Mittelwert nach 7 Tagen, der berechnete Mittelwert nach 28 Tagen und das berechnete Mini-

mum nach 28 Tagen¹ sind in Abbildung 10.1 vergleichend dargestellt. Die Bohrkernanzahl (Bk.) ist jeweils neben dem Material angegeben.

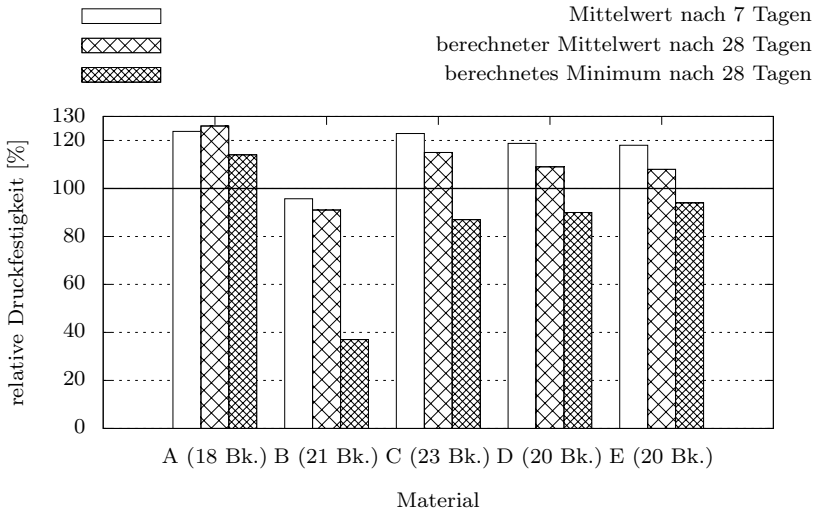


Abbildung 10.1: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche über den gesamten Wandquerschnitt

In Abbildung 10.2 sind die Ergebnisse der Verfüllversuche über die „effektive“ Übergreifungslänge L_e mit der jeweiligen verbliebenen Bohrkernanzahl dargestellt.

Mit Ausnahme von Material B liegen die Mittelwerte der relativen Druckfestigkeiten deutlich über 100%. Der berechnete Mittelwert nach 28 Tagen liegt bei Material B knapp unter 100%. Der geringste Einzelwert hat einen Wert von 81%. Die im Vergleich niedrigen Einzelwerte von Material B und C begründen sich mit Einschlüssen der herkömmlichen Vorlaufmischungen. In den Verfüllversuchen mit Material A und D wurden hochfeste Vorlaufmischungen verwendet, bei Material E hingegen gar keine. Hier zeigten sich derart kleine Einzelwerte nicht.

¹entspricht dem kleinsten Einzelwert, hier 37% bei Material B

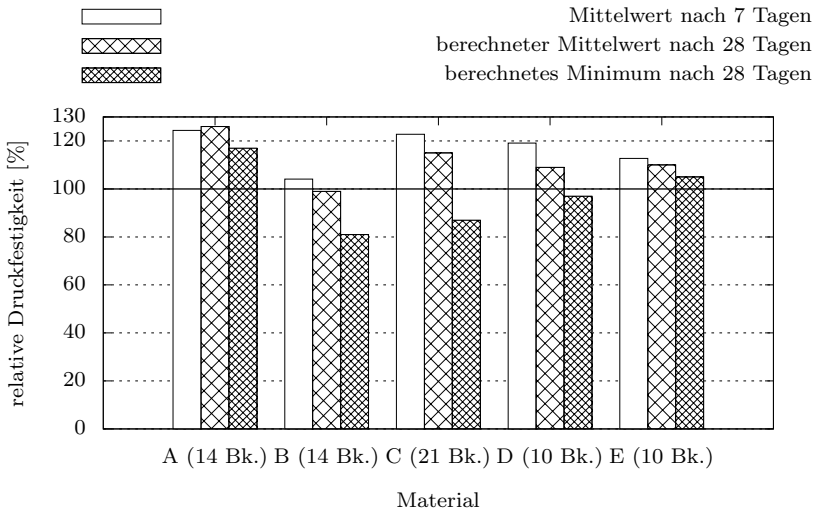


Abbildung 10.2: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche über die „effektive“ Übergreifungslänge L_e

Um den Einfluss der herkömmlichen Vorlaufmischung auszuklammern, werden die Bohrkerne mit offensichtlichen, d. h. mit bloßem Auge erkennbaren, Einschlüssen bei den Versuchen mit Material B und C aussortiert. Die übrigen Ergebnisse sind in Abbildung 10.3 dargestellt.

Der geschätzte Mittelwert nach 28 Tagen von Material B erhöht sich hierdurch auf 100% mit einem geringsten Einzelwert von 90%. Diese Betrachtungsweise hat auch auf Material C einen positiven Einfluss und erhöht hier den niedrigsten Einzelwert auf 102%.

Bei Material B konnten auffällig geringe Druckfestigkeiten festgestellt werden. Dies kann zum Teil auf Entmischungen des Grout-Materials zurückgeführt werden, wie es in Abschnitt 8.3.2 beschrieben wurde. Entmischungen konnten auch bei Material D und E festgestellt werden, die offenbar geringere Auswirkungen auf die Druckfestigkeiten haben. Hier ist ein positiver Einfluss der hochfesten Vorlaufmischung (Material D) und

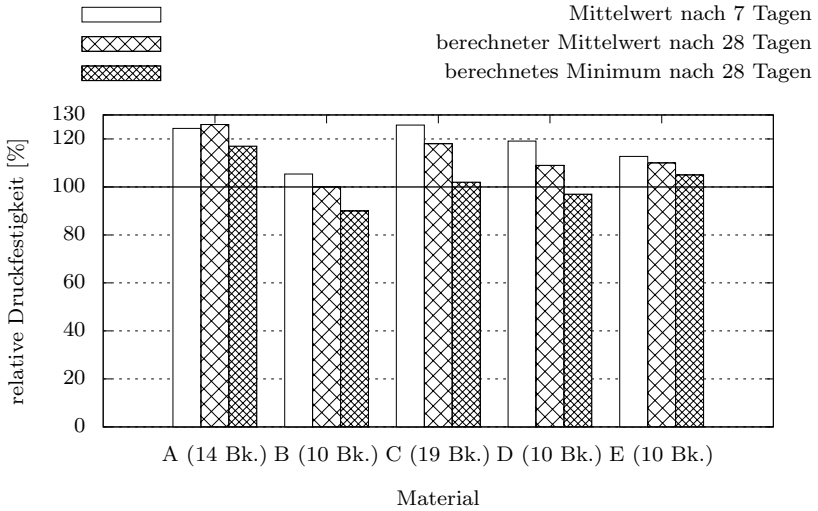


Abbildung 10.3: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche über die „effektive“ Übergreifungslänge L_e ohne Einschlüsse aus Vorlaufmischung

der nicht vorhandenen Vorlaufmischung bei Material E¹ zu sehen.

¹Da sich keine herkömmliche und somit weniger tragfähige Vorlaufmischung ablagern konnte, hatte dies positive Auswirkungen auf die Druckfestigkeitsverteilung.

10.1.2.2 Simulation von Störfall 4

Die Simulation von Störfall 4 (SF 4) bildet den Ausfall eines Mischers zu Beginn des Verfüllprozesses ab. Die Druckfestigkeitswerte wurden mit dem Faktor δ_{Bk} auf die geschätzte Festigkeit nach 28 Tagen umgerechnet. Die Ergebnisse der Versuche über den gesamten Wandabschnitt sind in Abbildung 10.4 dargestellt.

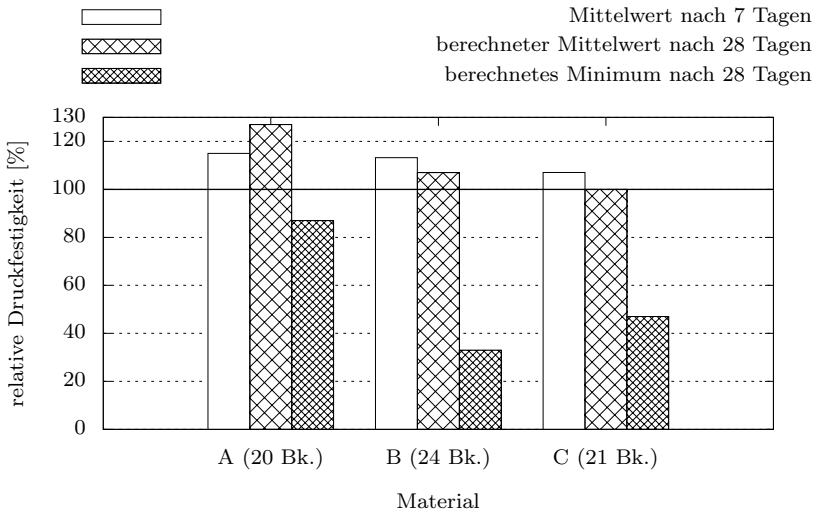


Abbildung 10.4: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten des SF 4 über den gesamten Wandabschnitt

Bei den Versuchen erreichten die drei Hauptmaterialien mindestens eine relative Druckfestigkeit von 100%. Erstaunlich sind die nun höheren Werte bei Material B im Vergleich zu dem planmäßigen Verfüllprozess zuvor. Hierbei sind die negativen Auswirkungen auf den Verfüllprozess zu beachten, welche in Abschnitt 8.4.2 ab Seite 129 beschrieben sind.

Die niedrigsten Einzellwerte fallen im Vergleich zum planmäßigen Verfüllprozess deutlich geringer aus. Dies konnte auf Entmischungen des Materials und Einschlüsse der Vorlaufmischung zurückgeführt werden.

Unter Betrachtung der „effektiven“ Übergreifungslänge ohne die Rand-

zonen erhöhen sich alle Mittelwerte und bei Material A und C auch der geringste Einzelwert. Die Verwendung einer hochfesten Vorlaufmischung (Material A) fällt auch bei der Simulation von SF 4 positiv auf. In Abbildung 10.5 sind die Ergebnisse bezogen auf die „effektive“ Übergreifungslänge dargestellt.

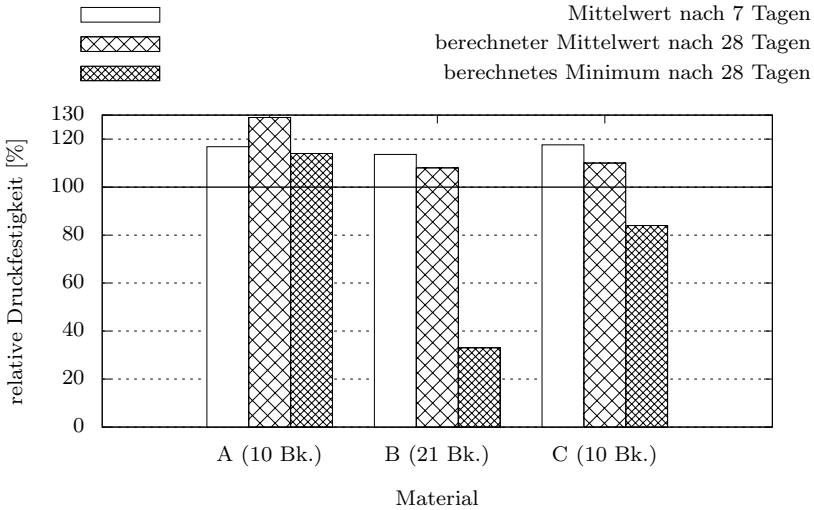


Abbildung 10.5: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten des SF4 über die „effektive“ Übergreifungslänge L_e

Um auch hier den Einfluss des Einsatzes einer hochfesten Vorlaufmischung auf Material B und C abschätzen zu können, wurden die Bohrkern mit offensichtlichen Ablagerungen der herkömmlichen Vorlaufmischung nicht weiter betrachtet. Abbildung 10.6 stellt die Ergebnisse innerhalb der „effektiven“ Übergreifungslänge dar. Es wurden ausschließlich Bohrkern ohne Einschlüsse einer herkömmlichen Vorlaufmischung betrachtet.

Bei dieser Auswertung kann eine deutliche Steigerung der geringsten Einzelwerte beobachtet werden. Der kleinste Einzelwert liegt bei 84%. Bei Material B steigerten sich zudem auch der Mittelwert der relativen Druckfestigkeit nach 28 Tagen auf 114%.

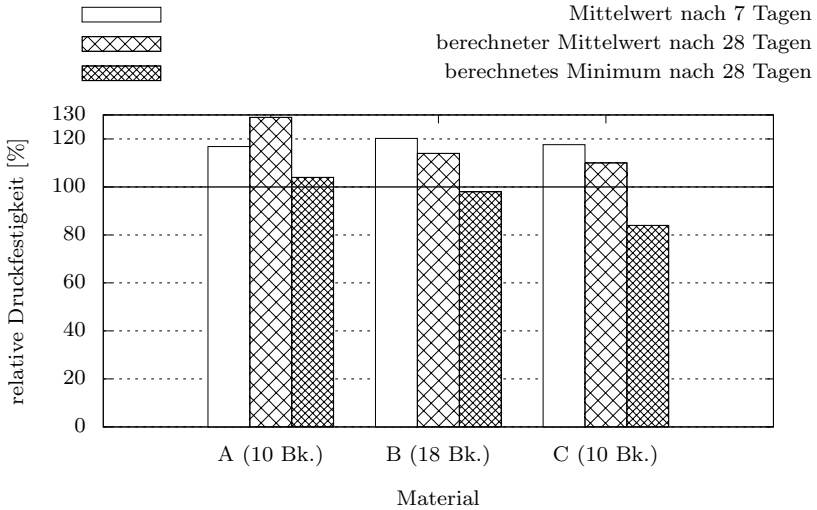


Abbildung 10.6: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten des SF 4 über die „effektive“ Übergreifungslänge L_e ohne Einschlüsse der Vorlaufmischung

Anhand der Ergebnisse der Simulation des Ausfalls eines Mischers sind negative Auswirkungen auf die Druckfestigkeit im Vergleich zum planmäßigen Verfüllversuch zu erkennen. Insbesondere sind die niedrigsten Einzelwerte betroffen. Die mittleren Druckfestigkeiten liegen weiterhin über 100%. Bei einer Betrachtung der „effektiven“ Übergreifungslänge und dem zusätzlichen Ausschließen von Einschlüssen der Vorlaufmischung liegt der niedrigste Einzelwert immerhin noch über 80%.

10.1.2.3 Simulation von Störfall 5

Störfall 5 (SF 5) erfasst eine fehlerhaft ausgeführte Reparaturmaßnahme indem das Grout-Material 3 m frei durch das anstehende Wasser fällt. Hierbei werden Feinanteile der Grout-Materialien ausgewaschen. Daher werden im Folgendem weiterhin die 7 Tage-Werte der relativen Druckfestigkeit betrachtet. Der Nacherhärtungsfaktor δ_{Bk} ist für die Umrechnung eines solch veränderten Materials¹ nur bedingt geeignet. Um den Minimal- und Maximalwerten weniger Gewicht zu verleihen, wird zusätzlich der Medianwert betrachtet. Dieser verhält sich bekanntlich immer stabiler als der Mittelwert [FKPT07]. Zur Darstellung der Streuungen wird die Standardabweichung herangezogen. Die Ergebnisse der relativen Druckfestigkeiten nach 7 Tagen über die gesamte Wandfläche sind in Abbildung 10.7 dargestellt.

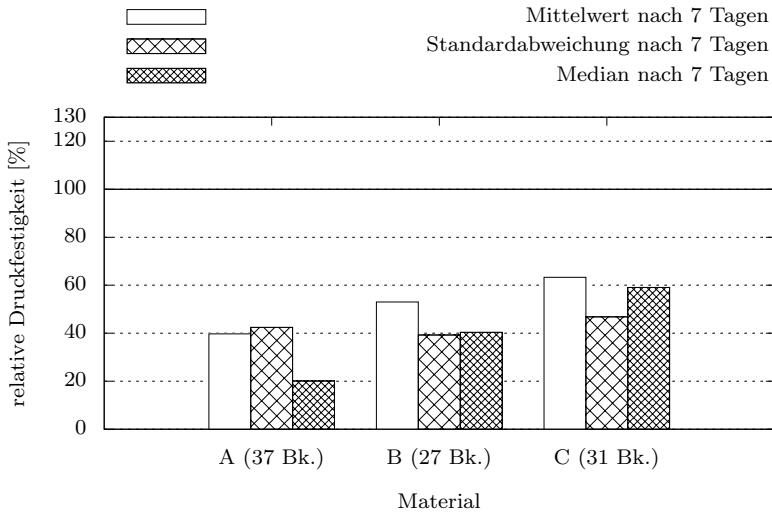


Abbildung 10.7: Mittelwerte, Standardabweichungen und Medianwerte der relativen Druckfestigkeiten des SF 5 über den gesamten Wandquerschnitt

¹unterschiedlich starker Auswaschungsgrad von Feinanteilen und somit auch von Zementleim

Diese Störfallsimulation hat einen deutlichen Einfluss auf die relativen Druckfestigkeiten der drei Hauptmaterialien. Am deutlichsten sind die Auswirkungen bei Verwendung von Material A zu erkennen. Hier liegt der Medianwert bei 23% und die Standardabweichung mit 42%¹ gar höher als der Mittelwert (40%). Der kleinste Einfluss der Störfallsimulation ist bei Material C zu erkennen. Hier tritt zwar die höchste Standardabweichung (47%) aber auch der höchste Mittel- (63%) und Medianwert (59%) auf.

Die Ergebnisse des Auswertungsbereiches der „effektiven“ Übergreifungslänge sind in Abbildung 10.8 dargestellt.

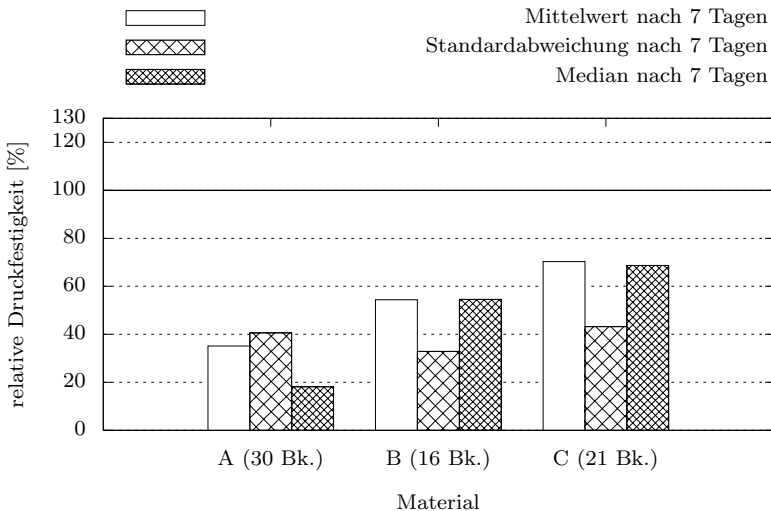


Abbildung 10.8: Mittel- und Minimalwerte der relativen Druckfestigkeiten des SF 5 über die „effektive“ Übergreifungslänge L_e

Eine Betrachtung der „effektiven“ Übergreifungslänge führt bei Material A zu einer Reduktion des Mittel- und Medianwertes. Auch die Standardabweichung wird geringfügig verkleinert, da die Maximalwerte in der oberen Randzone so nicht betrachtet werden. Die Mittel- und Medianwerte werden

¹Die hohe Standardabweichung resultiert aus dem stark geschädigten Bereich unterhalb des „Stingers“ in dem Festigkeiten zum Teil nicht messbar waren und somit mit 0% angenommen wurden.

bei Material B und C auf über 50% bzw. auf über 65% erhöht.

Bei allen Materialien konnten erhebliche Reduktionen der Druckfestigkeit beobachtet werden. Weder eine Begrenzung des Betrachtungsbereichs auf die „effektive“ Übergreifungslänge L_e noch die Betrachtung des Medianwertes führte zu einem günstigeren Ergebnis. Material C zeigte noch die geringsten Auswirkungen bei der Simulation des Störfalls.

10.1.2.4 Resümee

Die Mittel- und Medianwerte der relativen Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche sowie diejenigen der Störfallsimulation SF 4 liegen im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge ohne Einschlüsse der Vorlaufmischung über 100%. Störfallsimulation SF 5 liefert hingegen Werte deutlich unterhalb von 100% relativer Druckfestigkeit und kann auch mittels Beschränkung auf die effektive Übergreifungslänge nicht über einen Medianwert von 65% (Material C) angehoben werden.

Die niedrigsten Einzelwerte der relativen Druckfestigkeit der planmäßigen Verfüllversuche betragen 37% (Material B), für Störfallsimulation SF 4 33% (Material B) und im Falle von Störfallsimulation SF 5 für alle Materialien 0%. Bei einer Beschränkung auf den Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge (reduzierte Datenbasis) erhöhen sich die niedrigsten Einzelwerte. Im Falle dieser Betrachtungsweise liegt der kleinste Einzelwert der relativen Druckfestigkeit für den planmäßigen Verfüllprozess bei 81% (Material B), für SF 4 bei 33% (Material B) und für SF 5 weiterhin bei 0% (Material A).

Obwohl Einzelwerte deutlich unterhalb einer relativen Druckfestigkeit von 100% beobachtet werden, sind Sicherheitsreserven auf der Widerstandsseite des Materials vorhanden. Die realen Druckfestigkeiten des Grout-Materials übersteigen die charakteristischen Werte aus den Druckfestigkeitsklassen deutlich. Dies geht aus den Voruntersuchungen¹ in Abschnitt 5.2.2.1 hervor.

Weitere Sicherheitsreserven sollten die Bemessungswerte beinhalten. Zur näheren Betrachtung des Sicherheitsniveaus werden nachfolgend die Absolutwerte der Druckfestigkeiten im Bauteil mit den Bemessungswerten der Regelwerke verglichen.

¹Abbildung 5.2 Seite 50 und Tabelle A.8 Seite 249

10.1.3 Diskussion der unterschiedlichen Bemessungswerte anhand der absoluten Druckfestigkeiten aus den Verfüllversuchen

Nachfolgend wird geprüft, inwiefern die Bemessungswerte der Regelwerke die Absolutwerte der Druckfestigkeiten aus den Bauteilen abbilden können. Hierzu werden die minimal zu erzielenden Druckfestigkeiten nach den Regelwerken bestimmt und mit den Druckfestigkeiten aus den Verfüllversuchen verglichen.

Zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} verwendet die DIN EN 1992 und die Richtlinie des DNV GL Zylinder (150 mm/300 mm). Zum Vergleich wird die 28-Tages Zylinderfestigkeit anhand der Bohrkern- aus dem Bauteil abgeschätzt. Auf Grundlage von Vorversuchen wurde ein Faktor zur Umrechnung der Bohrkern- auf Zylinderfestigkeiten von $\zeta_{Zyl,Bk} = 0,9$ bestimmt. Die Umrechnung erfolgt nach Gleichung 10.2.

$$f_{c,Bauteil} = f_{c,Bk} \cdot \delta_{Bk} \cdot \zeta_{Zyl,Bk} \quad (10.2)$$

Als Bezugsgröße zu den Bohrkernen wird die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} der Grout-Materialien verwendet. f_{ck} ist als 5%-Quantil der Druckfestigkeitsverteilung definiert [ZZ10]. Als Stichprobe werden die Referenzprobekörper und Probekörper anderer Geometrien¹ nach 28 Tagen umgerechnet und herangezogen. Die zusätzlichen Probekörper stammen jeweils aus den Begleituntersuchungen zu den Verfüllversuchen. Hierdurch wird die Stichprobe vergrößert und der Erwartungswert f_{ck} kann exakter geschätzt werden. Hierzu wird eine Student'sche t-Verteilung verwendet.

Die Richtlinie des Zertifizierers NORSOK verwendet hingegen Würfel-druckfestigkeiten. Weitere Angaben zur Geometrie oder dem Prüfalter werden nicht gemacht. Daher wird angenommen, dass Würfel mit einer Kantenlänge von 75 mm verwendet werden und die Druckfestigkeit nach 28 Tagen bestimmt wird. Ein Maximalwert von 80 N/mm² darf nach der Richtlinie angenommen werden. Die Werte können ebenfalls auf die Zylinderfestigkeit mit dem Faktor 0,9 umgerechnet werden.

Zum Vergleich der Versuchswerte mit den Bemessungswerten wird der

¹Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und Zylinder (150 mm/300 mm)

GZT und die jeweils höchste Druckfestigkeitsklasse verwendet. Hieraus ergeben sich folgende minimal zu erreichenden Druckfestigkeiten im Bauteil:

- $f_{cd,1992NA}^1 = 56,7 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd,DNVGL} = 41,7 \text{ N/mm}^2$ für zylindrische Grouted Joints ² bzw. $55,6 \text{ N/mm}^2$ für konische Grouted Joints ³
- $f_{cd,NORSOK} = 40,2 \cdot 0,9^d \text{ N/mm}^2 \approx 36,2 \text{ N/mm}^2$.

Der Vergleich der minimal zu erreichenden Druckfestigkeiten mit den Bauteilfestigkeiten ist in Abbildung 10.9 über die gesamte Bauteilfläche dargestellt. Auf der x-Achse sind die charakteristischen Druck- gegenüber den Bauteilfestigkeiten auf der y-Achse aufgetragen. Zum Vergleich wurden Kurven für die minimal zu erbringende Druckfestigkeit nach den Regelwerken bis zur maximal anzunehmenden Festigkeitsklasse aufgetragen.

Die Ergebnisse der planmäßigen Verfüllversuche werden bis auf einen Messwert durch die DIN EN 1992 abgedeckt. Alle Messwerte werden durch die Richtlinien des DNV GL und NORSOK abgedeckt. Die Werte liegen zumeist deutlich über den minimal zu erreichenden Bemessungswerten.

Auch die Ergebnisse der Störfallsimulation SF 4 werden größtenteils noch durch die Sicherheitskonzepte der Richtlinien abgedeckt. Die Mehrzahl der Messwerte erreicht die Nennfestigkeit der Druckfestigkeitsklasse und liegt zum Teil auch deutlich höher.

Drei Messwerte werden durch die DIN EN 1992 nicht abgedeckt, und ein Messwert wird knapp nicht von der Richtlinie des DNV GL abgedeckt.

Alle Messwerte werden durch das Sicherheitskonzept von NORSOK abgedeckt.

Wie bereits in Abschnitt 8.5 ab Seite 139 zu erkennen war, können nicht alle Absolutwerte der Druckfestigkeiten der Störfallsimulation SF 5 die Bemessungswerte der Druckfestigkeit erreichen. Hierbei sind stark streuende Druckfestigkeiten zu erkennen. Zum Teil liegen die Druckfestigkeiten im Bauteil deutlich oberhalb der Bemessungswerte; zum anderen Teil auch deutlich unterhalb. Eine eindeutige Teilung zwischen den beiden Bereichen kann allerdings nicht erkannt werden.

¹ $\alpha_{cc} = 0,85, \gamma_c = 1,5$

² $\gamma_m = 2,0$

³ $\gamma_m = 1,5$

^dUmrechnung auf Zylinderfestigkeit

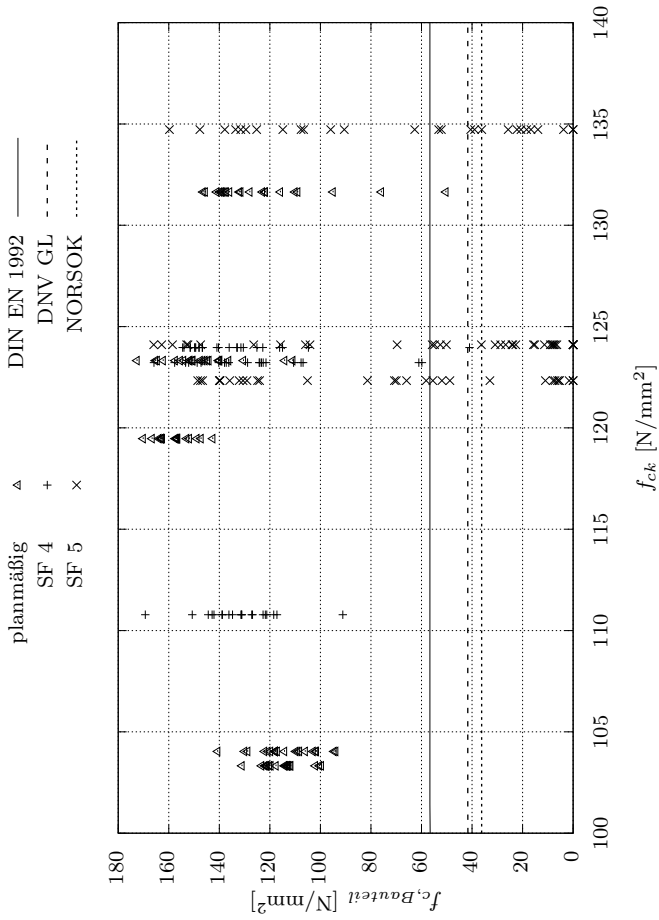


Abbildung 10.9: Vergleich der Druckfestigkeiten der Bauteile aus den Verfüllversuchen mit den Bemessungswerten der Regelwerke

Wie schon in den vorhergehenden Auswertungen wird auch hier der bemessungsrelevante Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge separat betrachtet (Abbildung 10.10).

Sowohl die Ergebnisse der planmäßigen Verfüllversuche wie auch der Störfallsimulation SF 4 werden nun durch die Sicherheitskonzepte abgedeckt und teils deutlich übertroffen. Die Druckfestigkeiten im Bauteil liegen sogar alle über der charakteristischen Druckfestigkeit von $f_{ck} = 100 \text{ N/mm}^2$. Hierbei ist zu rekapitulieren, dass sogar ein Material der Festigkeitsklasse C70/85 verwendet wurde.

Allein Störfallsimulation SF 5 wird weiterhin unzureichend über die Sicherheitskonzepte der Regelwerke abgedeckt.

Nachfolgend wird basierend auf diesen Ergebnissen die Begrenzung der Druckfestigkeit auf die höchste Druckfestigkeitsklasse C90/105 bzw. C100/115 diskutiert. Aufgrund des hohen Sicherheitsniveaus wird ein Vorschlag zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes γ_c auf Basis der Versuchsergebnisse und der Materialcharakterisierung unterbreitet.

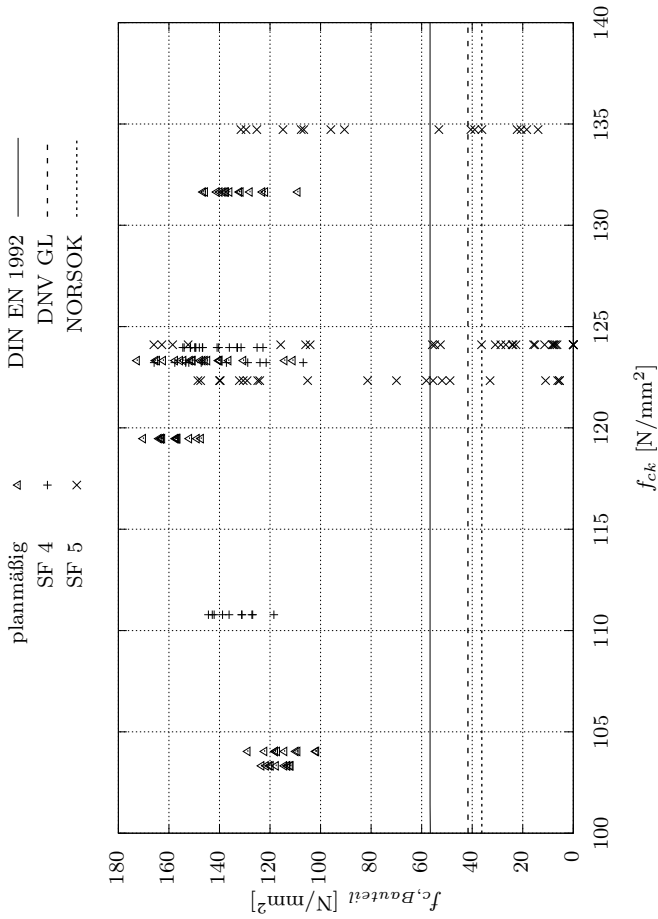


Abbildung 10.10: Vergleich der Druckfestigkeiten der Bauteile aus den Verfüllversuchen mit den Bemessungswerten der Regelwerke im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge L_e

10.1.4 Vorschlag für die Berechnung eines Teilsicherheitsbeiwertes auf Grundlage von versuchsbasierten Variationskoeffizienten

Die Auswertungen in Abschnitt 10.1.3 haben gezeigt, dass die Bemessungswerte der Druckfestigkeit für die durchgeführten planmäßigen Versuche unter Abzug der Randzonen konservativ sind. Dies konnte weitgehend auch bei Störfallsimulation SF 4 beobachtet werden. Störfallsimulation SF 5 hingegen wird nicht durch die Bemessungskonzepte abgedeckt.

In Kapitel 4 konnte der Teilsicherheitsbeiwert γ_c aus DIN EN 1992 hergeleitet werden. Für die weiteren etablierten Regelwerke¹ konnten, aufgrund der zumeist empirisch ermittelten Beiwerte, keine Herleitungen dieser aufgestellt werden. Daher wird folgend lediglich der Teilsicherheitsbeiwert aus DIN EN 1992 betrachtet.

Zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes werden Variationskoeffizienten benötigt. Nach Abschnitt 4.1.1 (Seite 29) konnte der Variationskoeffizient $V_\eta = 0,23$ zum Übertrag von Labor- auf Bauteilbedingungen hergeleitet werden, welcher den Einfluss des Einbaus von Beton abbildet.

Dieser Variationskoeffizient wird nachfolgend für Grout-Material auf Basis der Verfüllversuche neu bestimmt. Zusätzlich wird der Variationskoeffizient der Materialstreuungen V_m für die verwendeten Grout-Materialien ermittelt.

Als Datenbasis werden die relativen Druckfestigkeiten der Bauteile nach 28 Tagen verwendet, um daraus den Variationskoeffizienten zur Übertragung zwischen Labor- und Bauteilbedingungen $V_{\eta,GV}$ zu bestimmen.

Grundsätzlich werden Ergebnisse aus dem gesamten Bauteil verwendet, also auch Werte aus den Randzonen außerhalb von L_e . Hierdurch sollen derzeit nicht zu erfassende Besonderheiten von realen Einfüllprozessen auf die Druckfestigkeit des Grout-Materials berücksichtigt werden. Es werden die 5 planmäßigen Verfüllversuche als Datenbasis verwendet und zusätzlich die Ergebnisse der Störfallsimulationen SF 4. Die Ergebnisse der Störfallsimulation SF 5 eignen sich aufgrund der zum Teil stark geschädigten Bauteile nicht und werden aus der Datenbasis ausgeschlossen. Die Datenbasis für die statistischen Kenngrößen besteht somit aus 167

¹siehe Abschnitt 4.2 ab Seite 31

Einzelwerten.

In dieser Auswahl werden Einschlüsse von herkömmlicher Vorlaufmischung, Entmischungen und die tendenziell geschädigten Randbereiche mit betrachtet. Nicht betrachtet werden können makroskopische Fehlstellen und mögliche An- und Ablagerungen von Vorlaufmischung und entmishtem Grout-Material im Bereich der Schubrippen.

Der Variationskoeffizient bestimmt sich grundsätzlich nach nach Gleichung 10.3.

$$VarK(\chi) = \frac{\sigma_\chi}{E(\chi)} \quad (10.3)$$

Es ergibt sich auf Grundlage der genannten Verfüllversuche die Standardabweichung $\sigma_\chi = 0,184$ und der Erwartungswert $E(\chi) = 1,099$.

Nach Gleichung 10.4 kann so der Variationskoeffizient für den Übertrag von Labor- zu Bauteilbedingungen $V_{\eta,Gv} = 0,17$ berechnet werden.

$$V_{\eta,Gv} = \frac{0,184}{1,099} = 0,167 \approx 0,17 \quad (10.4)$$

Der Variationskoeffizient für die Materialstreuungen für die verwendeten Grout-Materialien $V_{m,Grout}$ wurde anhand von 269 Probekörpern unterschiedlicher Geometrien¹ mit einem Prüfalter von 28 Tagen bestimmt. Er ergibt sich nach Gleichung 10.5 zu $V_{m,Grout} = 0,09$.

$$V_{m,Grout} = \frac{11,8 \text{ N/mm}^2}{126,9 \text{ N/mm}^2} = 0,09 \quad (10.5)$$

Aus Gleichung 4.5 auf Seite 29 ergibt sich somit der Teilsicherheitsbeiwert zu:

¹Als Basis wurden Zylinder 150 mm/300 mm verwendet. Zusätzlich wurden Würfel mit Kantenlängen von 75 mm, 100 mm und 150 mm verwendet und nach Tabelle A.11 Seite 252 und A.12 Seite 253 auf die Zylinderfestigkeit umgerechnet.

$$\gamma_{c,Gv} = \exp \left[(\alpha_L \cdot \beta - 1,645) \cdot \sqrt{V_m^2 + V_{St}^2 + V_a^2 + V_{\eta,Gv}^2} \right] \quad (10.6)$$

mit

$\alpha_L = 0,8$: Linearfaktor des Widerstands

$\beta = 3,83$: Sicherheitsindex für 50 Jahre

$V_m = 0,09$: Variationskoeffizient der Materialeigenschaften

$V_{St} = 0,05$: Variationskoeffizient für Modellunsicherheiten

$V_a = 0,05$: Variationskoeffizient für geometrische Parameter

$V_{\eta,Gv} = 0,17$: Variationskoeffizient für den Unterschied zwischen Labor und planmäßigem Verfüllversuch im Großversuchsstand

zu

$$\gamma_{c,Gv} = 1,333 \approx 1,33 \quad (10.7)$$

Hieraus ergibt sich analog zu Gleichung 4.6 (Seite 30) der Bemessungswert für die Druckfestigkeit für im Großversuchsstand hergestellte Bauteile $f_{cd,Gv}$ nach Gleichung 10.8.

$$f_{cd,Gv} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,Gv}} \quad (10.8)$$

Obwohl sich die Untersuchungen auf die Auswirkungen des Verfüllprozesses¹ auf das Materialverhalten beziehen, wurde der Abminderungsfaktor $\alpha_{cc} = 0,85$ für dauerhafte aber auch für ungünstige Belastung angesetzt.

Eine Anwendbarkeit dieser Gleichung als Bemessungswert für die Druckfestigkeit von Grout-Material im Großversuchsstand wird anhand der Absolutwerte der planmäßigen Verfüllversuche sowie der Störfallsimulation SF 4 geprüft. Der bemessungsrelevante² Bereich der Bauteile wird hierzu zur Prüfung herangezogen.

Es erfolgt zuerst eine Parameterschätzung für eine Regressionsgerade auf Basis einer Pearsonkorrelation für die Stichprobenwerte der Bauteildruckfestigkeit. Der Stichprobenumfang hierfür beträgt 107 Messwerte³.

¹d. h. ein kurzzeitiger Prozess

²im Bereich von L_e

³Aus der ursprünglichen Datenbasis von 110 Bohrkernen wurden 3 offensichtliche Ausreißer herausgenommen. Dabei lagen 2 Werte unterhalb der unteren Schranke des Box-Tests und einer oberhalb der oberen Schranke.

Es ergibt sich eine Regressionsgleichung für den Schätzwert der Druckfestigkeit im Bauteil $f_{c,Bauteil}$ mit der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} und den Regressionskoeffizienten $\hat{\beta}_0$ und $\hat{\beta}_1$ nach Gleichung 10.9.

$$f_{c,Bauteil} = \hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 \cdot f_{ck} \quad (10.9)$$

mit

$$\hat{\beta}_0 = 29,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\hat{\beta}_1 = 0,9.$$

Der zugehörige Prognosebereich für das 5% Quantil der t-Verteilung wird nach Gleichung 10.10 abgeschätzt.

$$\hat{\beta}_0 + \hat{\beta}_1 \cdot x_0 \pm t_{0,95\%,n-2} \cdot \sigma \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_i - \bar{x})^2}{\sum(x_i - \bar{x})^2}} \quad (10.10)$$

mit

$$x_0 = f_{ck}$$

$$t_{0,95\%,n-2} = 1,654$$

$$\sigma = 17,3 \text{ N/mm}^2$$

$$n = 107$$

$$x_i = f_{c,Wand}$$

$$\bar{x} = 119,2 \text{ N/mm}^2$$

In Abbildung 10.11 ist die Untergrenze des Prognosebereichs und die Regressionsgerade der Messwerte vergleichend mit dem Vorschlag für den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{c,Gv}$ und den sich daraus ergebenden Bemessungswert $f_{cd,Gv}$ dargestellt. Die weiteren Geraden stellen die Bemessungswerte der Druckfestigkeit f_{cd} der DIN EN 1992 mit und ohne Begrenzung (f_{cd}^*) sowie $f_{cd,Gv,\leq 100}$ mit Begrenzung dar.

Der Abbildung ist zu entnehmen, dass alle Versuchsergebnisse im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge deutlich oberhalb von $f_{cd,Gv}$ liegen. Die Untergrenze des Prognosebereichs (rot dargestellt) befindet sich mindestens in einem Abstand von 45 N/mm^2 oberhalb von $f_{cd,Gv}$. Außerhalb des Prognosebereichs befinden sich drei Messwerte. Diese Messwerte befinden sich mindestens 25 N/mm^2 oberhalb des Bemessungsvorschlags. Hiervon stammen zwei Messwerte aus den planmäßigen Verfüllprozessen und ein

Messwert aus der Störfallsimulation SF 4.

Im Rahmen von ZiEs ist ein Ansetzen von charakteristischen Druckfestigkeiten oberhalb der Festigkeitsklasse C100/115, auf Basis von Laborversuchen und Herstellerangaben, durch die Gutachter für die Bemessung von Grouted Joints anzunehmen. Die Zulässigkeit einer solchen Annahmen zeigen die Ergebnisse in Abbildung 10.11.

Analog zu dieser Annahme würde die Verwendung von $f_{cd,Gv}$ die ansetzbare Druckfestigkeit um weitere 7% im Vergleich zu f_{cd}^* erhöhen.

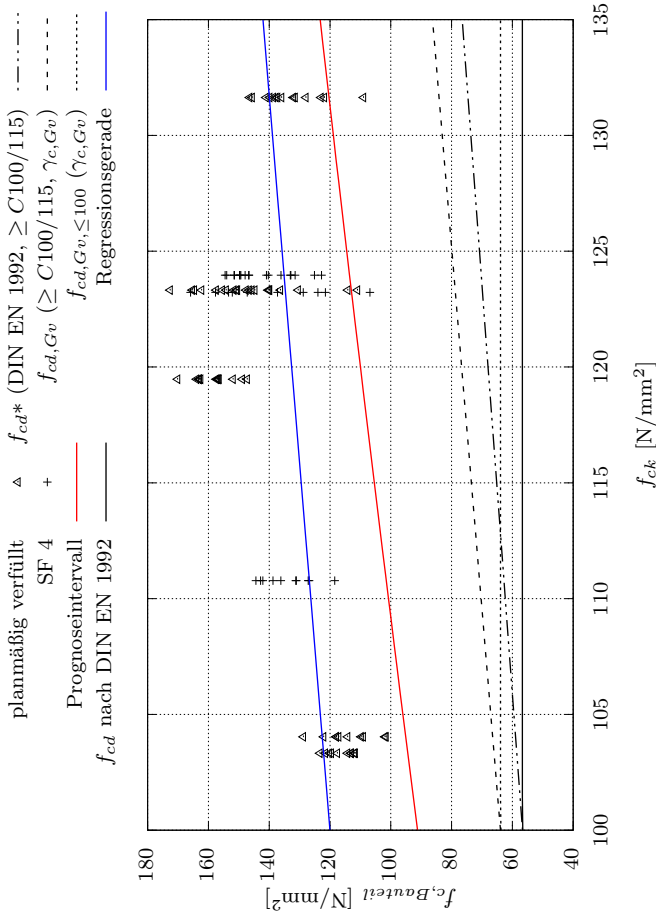


Abbildung 10.11: Vergleich der absoluten Druckfestigkeiten der Bauteile aus den Verfüllversuchen mit den regulären und modifizierten Widerstandswerten der DIN EN 1992 und des Prognoseintervalls im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge L_e

10.1.5 Resümee

Es ist kein grundsätzlich negativer Einfluss des Verfüllprozesses im Großversuchsstand auf die Druckfestigkeit des Grout-Materials im Bauteil zu erwarten. Vielmehr wurden tendenziell höhere Druckfestigkeiten in den Bauteilen im Vergleich zu den Referenzprobekörpern festgestellt.

Dies gilt nur bedingt für die Störfallsimulation SF 4 (Ausfall eines Mischers). Diese Simulation wirkte sich partiell negativ auf die relativen Druckfestigkeiten aus. Allerdings liegt bei einer ausschließlichen Betrachtung der „effektiven“ Übergreifungslänge und dem Ausschluss von Bohrkernen mit Zementleimeinschlüssen der Mittelwert der relativen Druckfestigkeiten durchweg über 100%. Hierbei sind die negativen Auswirkungen¹ auf den Verfüllprozess, insbesondere unter Verwendung von Material B, zu beachten (siehe Abschnitt 8.4.2 Seite 129).

Störfallsimulation SF 5 (unsachgemäß durchgeführter Verfüllprozess mit einem „Stinger“) zeigte erhebliche negative Auswirkungen auf die relative Druckfestigkeit des Grout-Materials. Teilweise liegt der Medianwert bei unter 20% (Material A). Es sind große Unterschiede zwischen den Materialien zu beobachten. Material A schneidet im Vergleich zu Material B und C merklich schlechter ab.

Unter Betrachtung der Absolutwerte der Druckfestigkeiten scheint hingegen eine Erhöhung der derzeitigen Bemessungswerte für die Druckfestigkeit unter statischer Belastung in den Regelwerken möglich. Die Bemessungswerte der Regelwerke liegen alle deutlich unterhalb der tatsächlichen Druckfestigkeiten in den Bauteilen, welche planmäßig verfüllt wurden. Dies gilt sogar für die Bauteile der Störfallsimulation SF 4 im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge.

Dies gilt auch weiterhin nicht für die Störfallsimulation SF 5. Bei dieser Simulation liegen vermehrt Einzellwerte zum Teil deutlich unterhalb der Bemessungswerte.

Anhand der Versuchsergebnisse der planmäßigen Verfüllprozesse, der Störfallsimulation SF 4 und aus den Ergebnissen der Materialcharakterisierung wurden Variationskoeffizienten zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiw-

¹z. B. Bildung sekundärer Fließwege durch ansteifendes Grout-Material, vermehrt Ablagerungen von Vorlaufmischung, makroskopische Fehlstellen und ungleichmäßig verfüllte Bauteile

tes nach DIN EN 1992 für im Versuchsstand hergestellte Bauteile mit Grout-Material bestimmt. Hieraus ergibt sich der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{c,Gv} = 1,33$.

Der für die statische Druckfestigkeit vorgeschlagene Bemessungswert $f_{cd,Gv}$ konnte anhand der Absolutwerte der Druckfestigkeit aus den Bauteilen verifiziert werden. Hierzu wurde der Prognosebereich für den 5% Quantil-Wert statistisch geschätzt. Die Differenz zur Untergrenze des Prognosebereichs beträgt dabei mindestens 45 N/mm^2 . Hierbei muss die Störfallsimulation SF 5 aufgrund der erheblichen Reduktion der Druckfestigkeiten ausgeschlossen werden.

Unter folgenden Randbedingungen kann der modifizierte Teilsicherheitsbeiwert für die statische Druckfestigkeit des Grout-Materials in Grouted Joints im GZT vorgeschlagen werden:

- ein ausreichender Überlauf des Grout-Materials aus der Verbindung heraus muss sichergestellt sein
- die Verwendung einer hochfesten Vorlaufmischung ist notwendig
- ein ausreichender Abzug der Randzonen von der Übergreifungslänge des Grouted Joints muss in der Bemessung berücksichtigt werden
- makroskopische Fehlstellen innerhalb des Groutspalts sind nicht zu erwarten
- insbesondere bei kühleren Temperaturen muss der Einfluss der Temperatur auf die Druckfestigkeit beachtet werden
- die Anwendbarkeit des Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,83$ sowie des Wichtungsfaktors $\alpha_L = 0,8$ muss sichergestellt sein.

10.2 Zugfestigkeiten im Bauteil

Zur Einordnung des Wertebereichs der Zugfestigkeit im Bauteil werden die maximalen Bruchlasten der Stempelprüfungen aus Kapitel 9 ab Seite 155 herangezogen. Hierzu werden zuerst die Bruchspannungen der Probekörper aus den Bauteilen mit den Vergleichsprobekörpern aus der Laborherstellung

verglichen. Dies soll den Einfluss des Verfüllprozesses auf die Tendenz der Zugfestigkeit erfassen. Weiter wird ein Zusammenhang zwischen dem Gesteinskörnungsgehalt im Bauteil und der Bruchspannung geprüft.

Schließlich wird eine geeignete Übertragungsfunktion zwischen maximaler Bruchspannung und Zugfestigkeit ermittelt. Die Bruchspannungen der Probekörper aus den Bauteilen werden in Zugfestigkeiten umgerechnet und mit Bemessungswerten aus Regelwerken verglichen, um das resultierende Sicherheitsniveau abzuschätzen.

10.2.1 Tendenzieller Einfluss des Verfüllprozesses auf die Zugfestigkeit

Zur Bestimmung des tendenziellen Einflusses des Einfüllprozesses auf die Zugfestigkeiten der Probekörper aus den Bauteilen wird der Mittelwert der Vergleichsprobekörper verwendet. Hierbei sind die unterschiedlichen Prüfmuster und die unterschiedliche Lagerung der Vergleichsprobekörper zu beachten (vgl. Kapitel 9 ab Seite 155). Ein hieraus entstehender Einfluss auf die Materialeigenschaften ist nicht auszuschließen. Daher wird hier lediglich der tendenzielle Einfluss betrachtet.

Die Ergebnisse sind in Abbildung 10.12 in Form eines Balkendiagramms dargestellt. Hierbei werden die Probekörper mit und ohne Schubrippenaussparung der Übersichtlichkeit halber getrennt dargestellt.

Unter Betrachtung aller Materialien liegen 82% der Probekörper aus Bereichen mit Schubrippen unterhalb 100% relativer Bruchspannung. In Bereichen ohne Schubrippen hingegen sind es 55%. Material A zeigt hier eine positivere Tendenz, es liegen im Bereich der Schubrippen lediglich 46% unterhalb 100%-Marke der relativen Bruchspannung und in Bereichen ohne Schubrippen liegen alle Werte über den Vergleichsprobekörpern. Ein positiver Einfluss der bei Material A verwendeten hochfesten Vorlaufmischung ist zu vermuten, kann aber anhand der vorliegenden Versuche nicht eindeutig bestätigt werden.

Insgesamt ist ein Mittelwert von 80% mit einer Standardabweichung von 23% im Bereich der Schubrippen festzustellen. Somit deutet der Mittelwert auf einen tendenziell negativen Einfluss des Verfüllprozesses auf die Zugfestigkeit hin.

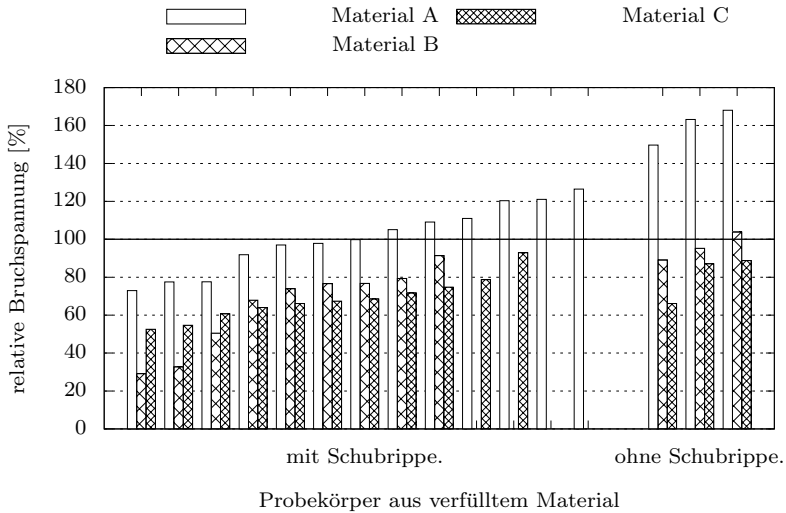


Abbildung 10.12: Relative Bruchspannungen von Probekörpern aus den planmäßig verfüllten Bauteilen

Ein Grund für solch eine Tendenz können Entmischungen des Grout-Materials sein. Um dies zu prüfen, werden die relativen Gehalte an Gesteinskörnung im Bauteil mit den relativen Bruchspannungen in Abbildung 10.13 verglichen.

Hier zeigt sich eine große Streubreite zwischen relativer Bruchspannung und dem Gesteinskörnungsanteil. Da dieser zwischen 83% und 145% liegt, ist von teilweise inhomogenem Material auszugehen. Allerdings ist kein direkter Zusammenhang zwischen Bruchspannung und Gesteinskörnungsanteil zu erkennen.

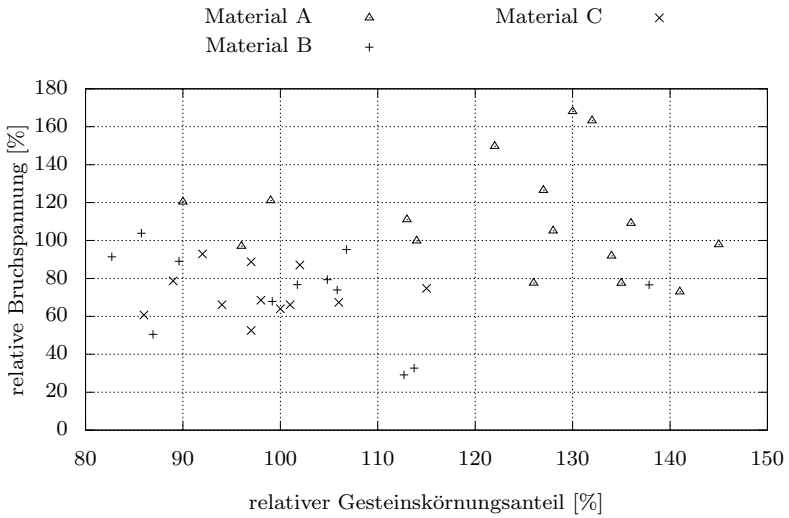


Abbildung 10.13: Korrelation der relativen Bruchspannungen mit dem relativen Gesteinskörnungsgehalt der Probekörperquerschnitte

10.2.2 Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung auf die maximale Bruchlast

Zuerst wird der Unterschied zwischen den Vergleichsprobekörpern mit und den Referenzprobekörpern ohne Schubrippenaussparungen untersucht. Die Probekörper mit einer Aussparung werden durch einen Stahlstab so stabilisiert, dass ein Ausbrechen der Flanken vermindert wird (siehe Kapitel 7.4.2 Seite 96). Hierdurch ist eine Beeinflussung der Bruchspannungen möglich. Um dies zu untersuchen sind in Abbildung 10.14 die Bruchspannungen der Probekörper mit auf der y-Achse und die Probekörper ohne Schubrippenaussparung auf der x-Achse aufgetragen.

Die Ergebnisse zeigen eine erhöhte Bruchspannung der Probekörper mit Aussparung und somit einen Einfluss des gehaltenen stabilisierenden Stahlstabes.

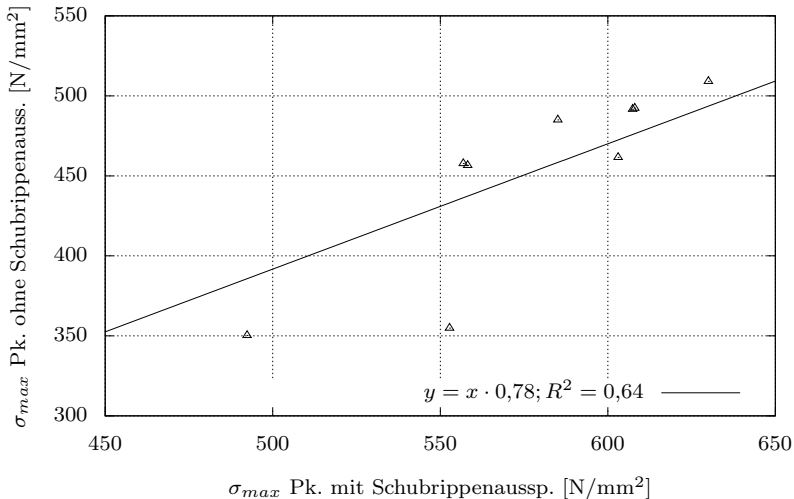


Abbildung 10.14: Korrelation zwischen den Probekörpern mit und ohne Schubrippenaussparung

Zur Bestimmung eines Umrechnungsfaktors zum Abschätzen des Ein-

flusses des Stahlstabes wurde eine Regressionsgerade¹ mit der Gleichung $y = 0,78 \cdot x$ verwendet. Das Bestimmtheitsmaß beträgt $R^2 = 0,64$. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Stempelprüfungen² mit $\zeta_{SP} = 0,78$ nach Gleichung 10.11 abgemindert, um den Einfluss des gehaltenen Stahlstabes auf die maximale Bruchspannung $\sigma_{SP,max}$ zu berücksichtigen.

$$f_{c,SP} = \sigma_{SP,max} \cdot \zeta_{SP} \quad (10.11)$$

10.2.3 Übertragungsfunktion zum Abschätzen von Zugfestigkeiten aus Bruchspannungen

Um Aussagen über Zugfestigkeiten auf Basis von Bruchspannungen aus Stempelprüfungen treffen zu können, wird eine Übertragungsfunktion benötigt. Hierzu werden die Spalt- und Biegezugfestigkeiten der Referenzprobekörper mit den maximalen Bruchspannungen der Referenzprobekörper der Stempelprüfungen ohne Schubrippenaussparung verglichen. In Abbildung 10.15 sind hierzu die Bruchspannungen aus den Stempelprüfungen auf der x-Achse und die zugehörigen Spalt- und Biegezugfestigkeiten der Normprüfungen auf der y-Achse aufgetragen. Mittels linearer Regression wird die Eignung der unterschiedlichen Zugfestigkeitsprüfmethoden verglichen.

Hierbei stellt sich eine bessere Eignung der Spaltzugfestigkeitsprüfung für einen Schätzwert der Zugfestigkeit von verfüllten Grout-Materialien heraus. Die Korrelation zwischen Biegezugfestigkeiten und den Bruchlasten der Stempelprüfungen weisen hingegen größere Streuungen auf, als die Ergebnisse aus den Spaltzugprüfungen. Dementsprechend wird für die weiteren Betrachtungen die Spaltzugfestigkeit herangezogen.

Nach Abbildung 10.15 ergibt sich hierbei ein Umrechnungsfaktor $\zeta_{t,SP} = 0,02$ mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,67$ zwischen den maximalen Bruchspannungen und der Spaltzugfestigkeit. Die Spaltzugfestigkeit auf Grundlage der Stempelprüfungen $f_{ct,sp,SP}$ wird nach Gleichung 10.12 bestimmt.

$$f_{ct,sp,SP} = f_{c,SP} \cdot \zeta_{t,SP} \quad (10.12)$$

¹nach der Methode der Kleinsten Quadrate

²nur Probekörper mit Schubrippenaussparung

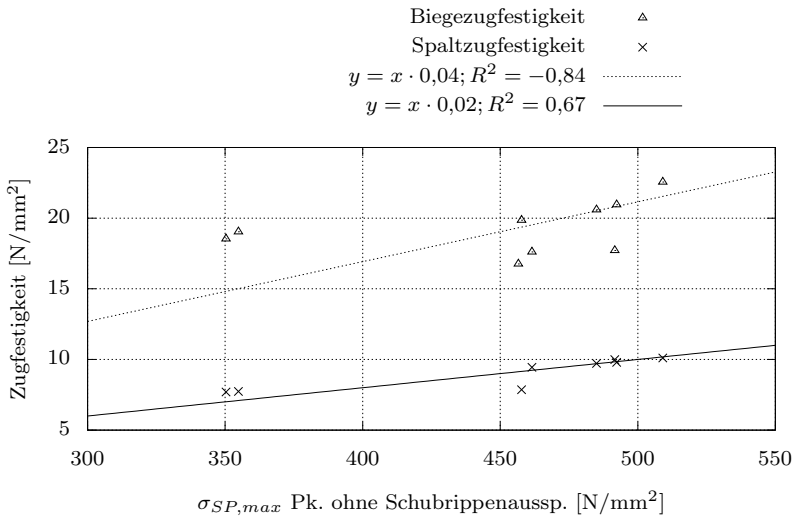


Abbildung 10.15: Korrelation zwischen den Referenzbiegezug- und -spaltzugfestigkeiten mit den Ergebnissen der Referenzstempelprüfungen ohne Schubrippenaussparung

10.2.4 Vergleich mit Bemessungswerten

Nach Abschnitt 10.2.1 ist ein negativer Einfluss des Verfüllprozesses auf die Zugfestigkeit des Grout-Materials zu vermuten. Zum Vergleich mit Bemessungswerten werden die Bruchspannungen nach Abschnitt 10.2.2 und 10.2.3 auf Spaltzugfestigkeiten umgerechnet.

Zur Zuordnung der Zugfestigkeit dienen Referenzprobekörper¹ der Spaltzugprüfung. Analog zu Abschnitt 10.1.3 werden die charakteristischen Werte der Spaltzugfestigkeit der Referenzprobekörper für das 5%-Quantil abgeschätzt.

Abschließend werden alle Werte auf die zentrische Zugfestigkeit nach Abschnitt 4.1.3 ab Seite 30 für den Vergleich mit DIN EN 1992 und nach Abschnitt 4.2.2.3 ab Seite 35 für die Richtlinie des DNV GL berechnet.

In Abbildung 10.16 und 10.17 werden die Ergebnisse dargestellt. Die Bemessungswerte werden durch Geraden dargestellt. Für die Berechnung wurden jeweils die minimale und die maximale charakteristische Zugfestigkeit verwendet. Ein Teilsicherheitsbeiwert für den GZT von $\gamma_c = 1,5$ für DIN EN 1992 bzw. von $\gamma_m = 2,0$ für die Richtlinie des DNV GL² wurde angesetzt.

¹jeweils 3 Zylinder (150 mm/300 mm) mit einem Prüfalter von 28 Tagen

²für zylindrische Grouted Joints

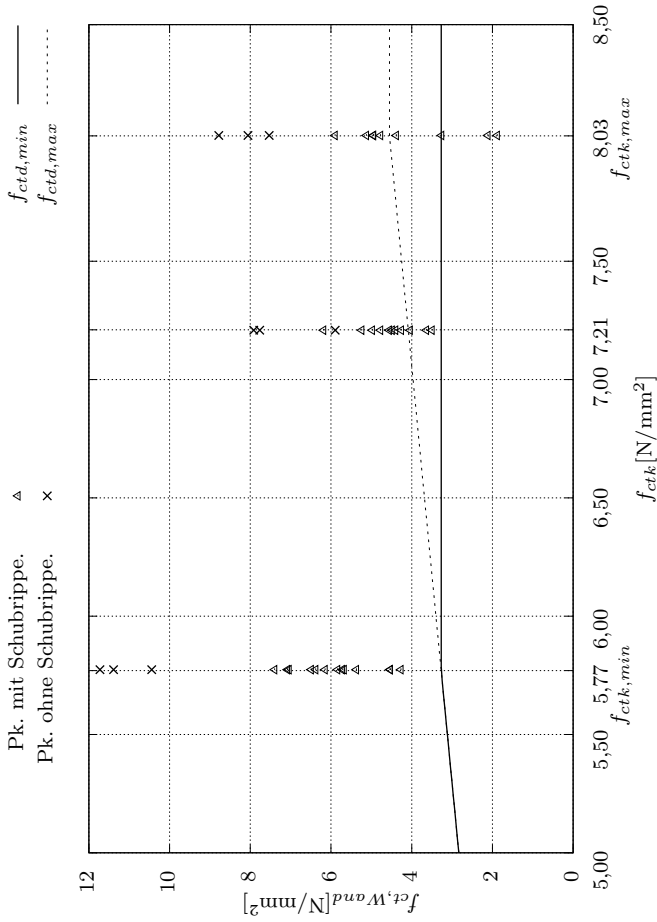


Abbildung 10.16: Vergleich der geschätzten Zugfestigkeiten der planmäßig verfüllten Bauteile mit den Bemessungswerten nach DIN EN 1992

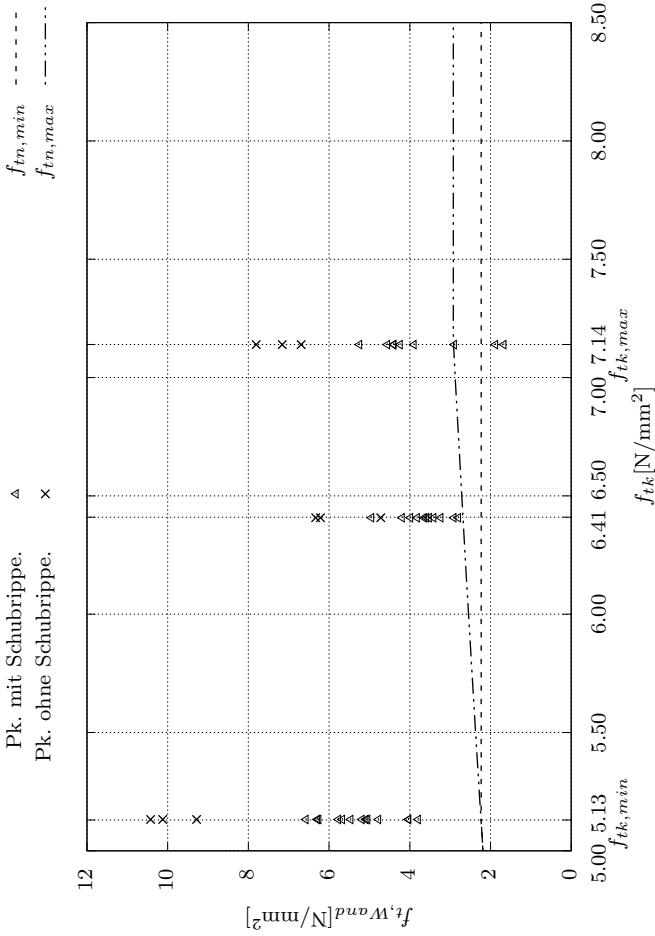


Abbildung 10.17: Vergleich der geschätzten Zugfestigkeiten der planmäßig verfüllten Bauteile mit den Bemessungswerten nach DNV GL

Hierbei zeigt sich, dass sowohl die Sicherheitskonzepte der DIN EN 1992 als auch die der Richtlinie des DNV GL die Ergebnisse der Verfüllversuche nicht vollständig abbilden können. 21% der Ergebnisse der Probekörper mit Schubrippenaussparung liegen unterhalb der Bemessungswerte der DIN EN 1992, bzw. 9% unterhalb der Bemessungswerte der Richtlinie des DNV GL. Zu beachten sind hierbei teilweise vorhandene Ablagerungen herkömmlicher Vorlaufmischung im Bereich der Schubrippen (vgl. Abschnitt 9.4 Seite 166 und 9.5 Seite 173).

Auf Grundlage der Ergebnisse sollten in der Bemessung und für numerische Rechnungen gerade in den Bereichen der Schubrippen konservative Werte für die Zugfestigkeit angenommen werden. Von vergleichbaren Zugfestigkeiten, welche anhand von Laborprobekörpern bestimmt wurden, kann zum jetzigen Zeitpunkt unter Berücksichtigung vorliegender Ergebnisse im Bereich der Schubrippen nicht gesichert ausgegangen werden.

Die exemplarisch geprüften Probekörper aus Bereichen ohne Schubrippen weisen allerdings deutlich höhere Zugfestigkeiten auf und liegen generell oberhalb der Bemessungswerte. Diese Werte sind vielmehr in den Bereichen der charakteristischen Zugfestigkeit einzuordnen.

Das vorgestellte Verfahren zur Bestimmung der Zugfestigkeit im Bauteil ist zur Zeit mit einer unbekanntem Unschärfe behaftet. Optimierungspotenzial bieten der Faktor ζ_{SP} zur Betrachtung des Einflusses der Schubrippenstabilisierung sowie die Übertragungsfunktion zwischen Bruchspannung und Spaltzugfestigkeit.

Zudem ist ein vermuteter positiver Einfluss einer hochfesten Vorlaufmischung (Material A) genauer zu prüfen.

10.2.5 Resümee

Die Ergebnisse zeigen einen tendenziell negativen Einfluss des Verfüllprozesses im Großversuchsstand auf die Zugfestigkeit des Grout-Materials.

Die etablierten Sicherheitskonzepte der DIN EN 1992 und des Regelwerks des DNV GL können die geschätzten Zugfestigkeit im Bauteil nur zum Teil abdecken. Ein größeres Sicherheitspotenzial bietet hier die Anwendung des Bemessungswerts nach DNV GL.

Im Bereich der Schubrippen ist eine konservative Abschätzung der Zugfestigkeit für die Bemessung sowie für numerische Rechnungen empfeh-

lenswert. Zu beachten ist dabei die derzeit nicht quantifizierbare Unschärfe des Verfahrens.

10.3 Steifigkeiten im Bauteil

Zur Beurteilung der Bauteilsteifigkeiten werden die Ergebnisse der Stempelprüfungen herangezogen. Hierzu werden Tangentensteigungen aus den Last-Verformungskurven ausgewertet, wie es üblicherweise zur Bestimmung des E-Moduls durchgeführt wird. Hierzu muss jedoch die Auswertemethodik zur Bestimmung des E-Moduls auf die Last-Verformungskurven der Stempelprüfungen angepasst werden. Insbesondere sind die bereichsweisen Änderungen der Tangentensteigung zu berücksichtigen.

Für den direkten Vergleich mit dem stabilisierten E-Modul wird der lineare Bereich der Last-Verformungskurven herangezogen. In dem Lastbereich zwischen 50 kN und 150 kN ($104 \text{ N/mm}^2 - 479 \text{ N/mm}^2$) verlaufen die meisten Kurven der drei Hauptmaterialien nahezu linear. Aufgrund der umschnürenden Wirkung des umliegenden Materials werden die Steifigkeiten nachfolgend triaxiale Steifigkeiten genannt. Nach Gleichung 10.13 wird der triaxiale Steifigkeitsmodul $E_{C,SP}$ bestimmt.

$$E_{C,SP} = \frac{\sigma_{150} - \sigma_{50}}{\epsilon_{150} - \epsilon_{50}} \cdot \zeta_{E,SP}^a \quad (10.13)$$

mit

$\zeta_{E,SP}$: Korrekturbeiwert nach Tabelle 10.2

σ_{150} : Prüfspannung bei 150 kN

σ_{50} : Prüfspannung bei 50 kN

ϵ_{150} : Dehnung bei 150 kN

ϵ_{50} : Dehnung bei 50 kN

In Anknüpfung an die genormte Kenngröße des anfänglichen Elastizitätsmoduls wird der anfängliche Steifigkeitsmodul $E_{C,o,SP}$ in Anlehnung an DIN EN 12390-13 bestimmt. $E_{C,o,SP}$ bestimmt sich nach Gleichung 10.14.

$$E_{C,SP} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\epsilon_a - \epsilon_b} \cdot \zeta_{E,0,SP}^b \quad (10.14)$$

^afür Probekörper ohne Schubrippenaussparung $\zeta_{E,SP} = 1,0$

^bfür Probekörper ohne Schubrippenaussparung $\zeta_{E,0,SP} = 1,0$

mit

$\zeta_{E,0,SP}$: Korrekturbeiwert nach Tabelle 10.2

σ_a : obere Prüfspannung bei $f_c/3$

σ_b : untere Prüfspannung bei $0,15 \cdot f_c$

ϵ_a : Dehnung bei oberer Prüfspannung

ϵ_b : Dehnung bei unterer Prüfspannung

Nach DIN EN 12390-13 werden zur Bestimmung des anfänglichen und stabilisierten E-Moduls zumeist geschliffene Zylinder verwendet. Hierbei wird eine Schicht von Feinmaterial abgetragen, die sich in Grouted Joints im Bereich der Schubrippen und der Rohrwandungen stets ausbilden wird. Diese Schicht kann eine, zum homogenen Grout-Material, unterschiedliche Steifigkeit aufweisen.

Nach DIN EN 1992 und NORSOK N-004 wird bis zu einer maximal zulässigen Spannung von 56 N/mm^2 , hingegen nach der Richtlinie des DNV GL bis zu 42 N/mm^2 bemessen.

Zur Betrachtung dieser Bereiche wird die Steifigkeit bis zu den Bemessungsspannungen untersucht. Nach Umrechnung der Spannungen ergeben sich Prüflastbereiche bis 27 kN bzw. bis 20 kN . Die zugehörigen Steifigkeiten bestimmen sich analog zu Gleichung 10.13 nach Gleichung 10.15 und Gleichung 10.16.

$$E_{C,27,SP} = E_{C,27,SP,mSr} \cdot \zeta_{E,27,SP} \quad (10.15)$$

$$E_{C,20,SP} = E_{C,20,SP,mSr} \cdot \zeta_{E,20,SP} \quad (10.16)$$

mit

$\zeta_{E,27,SP}$: Korrekturbeiwert nach Tabelle 10.2

$\zeta_{E,20,SP}$: Korrekturbeiwert nach Tabelle 10.2

10.3.1 Einfluss der stabilisierten Schubrippenaussparung auf die Steifigkeit des Probekörpers

Im Versuch wird der Bereich der Schubrippenaussparung durch einen Stahlstab stabilisiert. Trotz dieser Stabilisierung ist von einer geringeren Steifigkeit im Vergleich zu den Probekörpern gänzlich ohne Schubrippenaussparung auszugehen. Im realen Grouted Joint wird von einer mit

Grout-Material kraftschlüssig umschlossenen Schubrippe ausgegangen, die keine konstruktivbedingte geringere Steifigkeit aufweisen sollte.

Um die Auswirkungen der stabilisierten Schubrippenaussparung auf die Steifigkeit abzuschätzen, wurden Referenzprobekörper ohne und Vergleichprobekörper mit Schubrippenaussparung hergestellt. Aus vergleichenden Prüfungen wurden Korrekturbeiwerte bestimmt, welche in Tabelle 10.2 aufgelistet sind.

Tabelle 10.2: Korrekturbeiwerte der Steifigkeiten von Probekörpern mit Schubrippenaussparung

Beiwert	Material A	Material B	Material C
$\zeta_{E,SP}$	1,15	0,97	1,14
$\zeta_{E,0,SP}$	2,06	1,68	2,21
$\zeta_{E,20,SP}$	2,25	2,04	2,13
$\zeta_{E,27,SP}$	2,15	1,93	2,19

Auffällig sind hier die großen Unterschiede im unteren Lastbereich, während im linearen Bereich der Last-Verformungskurven kaum eine Korrektur nötig wird. Die hohen Korrekturbeiwerte für den Schubrippenbereich ergeben sich durch die erste zumeist flach verlaufende Verformungsphase, welche in Kapitel 9 beschrieben wurde. Dies deutet darauf hin, dass der Stahlstab die Flanken der Schubrippenaussparung nur beschränkt stabilisieren kann.

10.3.2 Triaxialer Steifigkeitsmodul im Bauteil

Die triaxialen Steifigkeiten $E_{C,SP}$ der Probekörper unterscheiden sich zum Teil stark untereinander: von 20300 N/mm² (Material C) bis zu 95600 N/mm² bei Material A. Auch die Mittelwerte der Materialien bewegen sich in Bereichen von 51200 N/mm² (Material C) bis zu 70100 N/mm² bei Material A. In Tabelle 10.3 sind die statistischen Kennwerte für die Materialien und die mittlere Steifigkeit der Referenzprobekörper ohne Schubrippenaussparung angegeben. Weitere Angaben sind dem Anhang F.5 zu entnehmen.

Erwartungsgemäß liegen die triaxialen Steifigkeiten der Referenzprobekörper höher als der stabilisierte E-Modul $E_{C,S,Ref}$ an Zylindern. Innerhalb

des Bauteils im Bereich der Schubrippen gilt dies jedoch nur für Material A. Material C weist dann einen höheren Mittelwert im Vergleich zu $E_{C,S,Ref}$ auf; Material B einen identischen. Im Vergleich zu den Referenzprobekörpern ist die Steifigkeit im Bereich der Schubrippen bei allen Materialien geringer. Abbildung 10.21 stellt die Ergebnisse in Form eines sortierten Balkendiagramms dar.

Deutliche Abweichungen vom stabilisierten E-Modul sind bei den Materialien B und C zu beobachten. In den Bereichen ohne Schubrippenaussparung sind geringere Reduktionen der Steifigkeiten zu erkennen. Die Werte aller Materialien liegen hier über den Werten des E-Moduls aber auch unter den Mittelwerten der Referenzprobekörper.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der Verfüllprozess im Großversuchsstand für die drei Hauptmaterialien eine reduzierte Steifigkeit, insbesondere im Bereich der Schubrippen, bewirkt.

Tabelle 10.4: Stabilisierter E-Modul der verwendeten Materialien und dessen Bemessungswerte

	Material A N/mm ²	Material B N/mm ²	Material C N/mm ²
$E_{C,S,28}$	44000	50400	43300
$E_{cd,28}$ nach DIN EN 1992	29300	33600	28900
$E_{cd,28}$ nach DNV GL ^a	22000	25200	21650

^a für zylindrische Grouted Joints

In Tabelle 10.4 sind die Bemessungswerte für den E-Modul aufgelistet. 4 Probekörper der Materialien B und C weisen eine geringere triaxiale Steifigkeit auf, als der Wert des stabilisierten E-Moduls nach DIN EN 1992. 2 dieser Probekörper unterschreiten den Wert für $E_{cd,28}$ nach DNV GL.

Tabelle 10.3: Statistische Kennwerte der triaxialen Steifigkeiten $E_{C,SP}$

Kennwert	Material A N/mm ²	Material B N/mm ²	Material C N/mm ²
Mittelwert	70100	52500	51200
Standardabweichung	11400	12700	19600
Referenz ohne Schubrippe.	82400	76000	80900
$E_{C,S,Ref}$	47000	52500	46550

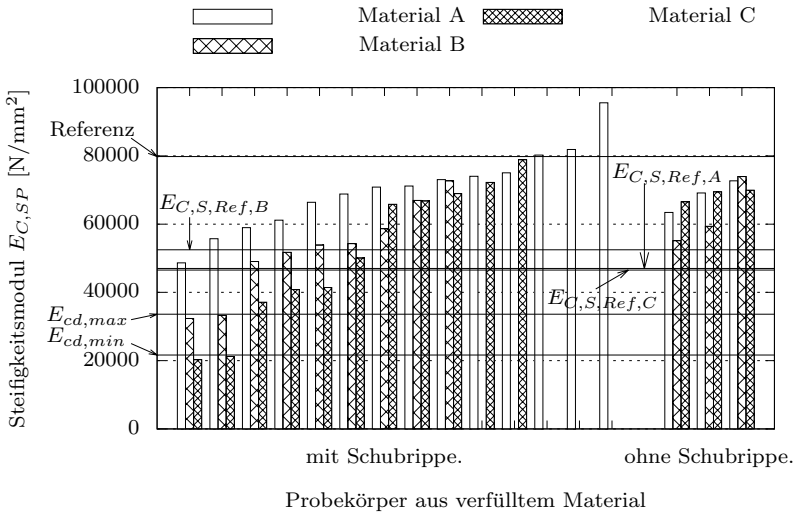


Abbildung 10.18: Steifigkeiten von Probekörpern aus verfülltem Grout-Material im linearen Bereich der Last-Verformungskurven

Diese 4 Probekörper wiesen allerdings Ablagerungen von Zementleim unterhalb der Schubrippen auf.

Um solch stark reduzierte Werte der Steifigkeiten generell zu vermeiden, könnte der Einsatz einer hochfesten Vorlaufmischung dienen. Hierauf weisen die Ergebnisse von Material A hin, wo eine solche verwendet wurde.

10.3.3 Anfänglicher triaxialer Steifigkeitsmodul im Bauteil

Zur Berechnung der anfänglichen triaxialen Steifigkeiten wurde eine Obergrenze für den Steifigkeitsmodul gesetzt, um dem unbekanntem Streubereich bei der Bestimmung der Korrekturbeiwerte $\zeta_{E,0,SP}$ zu begegnen. Die maximalen Steifigkeiten sind im linearen Bereich der Last-Verformungskurven zu erwarten und nicht im anfänglichen Bereich der Kurven. Teilweise ergeben sich nach Berücksichtigung der Korrekturfaktoren höhere Werte als für den triaxialen Steifigkeitsmodul. Um diese Rechenwerte auszuschließen, werden die triaxialen Steifigkeiten als Obergrenze für den anfänglichen

Steifigkeitsmodul angenommen.

In Abbildung 10.19 sind die Ergebnisse in Balkenform dargestellt.

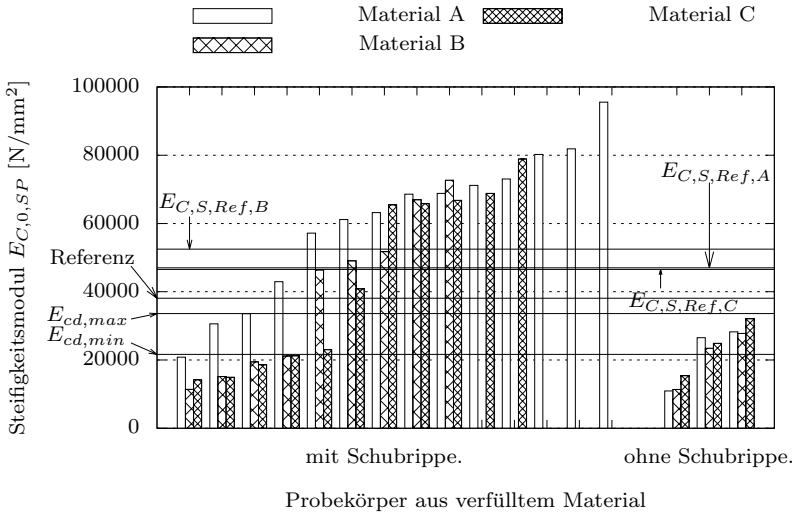


Abbildung 10.19: Anfänglicher triaxialer Steifigkeitsmodul in Anlehnung an DIN EN 12390 - 13

Im Vergleich zum triaxialen Steifigkeitsmodul werden insbesondere anhand der Probekörper mit geringeren triaxialen Steifigkeiten reduzierte Werte des anfänglichen triaxialen Steifigkeitsmoduls festgestellt. In den Bereichen hoher Steifigkeiten werden hingegen kaum Veränderungen festgestellt. Ein starker Rückgang der Steifigkeit ist anhand der Probekörper ohne Schubrippenaussparung sowie anhand der Referenzprobekörper festzustellen. 26% der Probekörper mit Schubrippenaussparung unterschreiten die Bemessungswerte des stabilisierten E-Moduls.

Tabelle 10.5 listet die statistischen Kennwerte auf. Materialien B und C weisen einen kleineren Mittelwert im Vergleich zum E-Modul der Referenzzylinder auf.

Die Mittelwerte der Referenzprobekörper werden hingegen, anders als beim triaxialen Steifigkeitsmodul, von allen Materialien übertroffen. Dies deutet auf keinen negativen Einfluss des Verfüllprozesses im Großversuchs-

Tabelle 10.5: Statistische Kennwerte der anfänglichen triaxialen Steifigkeiten $E_{C,0,SP}$

Kennwert	Material A N/mm ²	Material B N/mm ²	Material C N/mm ²
Mittelwert	60650	39350	43500
Standardabweichung	20700	21800	24550
Referenz ohne Schubrippe.	43600	35750	34900

stand auf den anfänglichen Steifigkeitsmodul hin. Während des Verfüllprozesses scheinen sich steifere oberflächennahe Schichten im Vergleich zu den Referenzprobekörpern auszubilden. Insbesondere fällt dies bei Material A auf.

Absolut gesehen hat sich die anfängliche Steifigkeit allerdings bei allen Materialien reduziert. Eine mögliche Ursache für die reduzierten Steifigkeiten kann der Gesteinskörnungsgehalt im Bereich der Schubrippen sein. Hierzu wurde der relative Gesteinskörnungsgehalt gegenüber den relativen Steifigkeiten in Abbildung 10.20 aufgetragen. Letztere wurden nach Gleichung 10.17 bestimmt.

$$E_{C,0,SP,rel} = \frac{E_{C,0,SP}}{E_{C,S}} \cdot 100 \quad (10.17)$$

Die relativen Steifigkeiten streuen untereinander, aber auch in Bezug auf den relativen Gesteinskörnungsgehalt stark. Eine Konzentration von geringen Steifigkeitsmoduln im Bereich von geringen Gesteinskörnungsgehalten ist zu erkennen; eine klare Aussage über den Zusammenhang kann allerdings nicht getroffen werden. Auffällig ist der geringere Gehalt an Gesteinskörnung im Bereich der Schubrippen von Materialien B und C. Material A weist eindeutig höhere Gesteinskörnungsgehalte im Bereich der Schubrippen auf.

10.3.4 Steifigkeiten im bemessungsrelevanten Bereich

Zum Abschätzen von Steifigkeiten des Grout-Materials im bemessungsrelevanten Bereich wurden die Last-Verformungskurven vom Beginn der Prüfung bis zum Erreichen von Laststufen bei 20 kN und 27 kN ausgewertet. Hierdurch sollen insbesondere die oberflächennahen Schichten

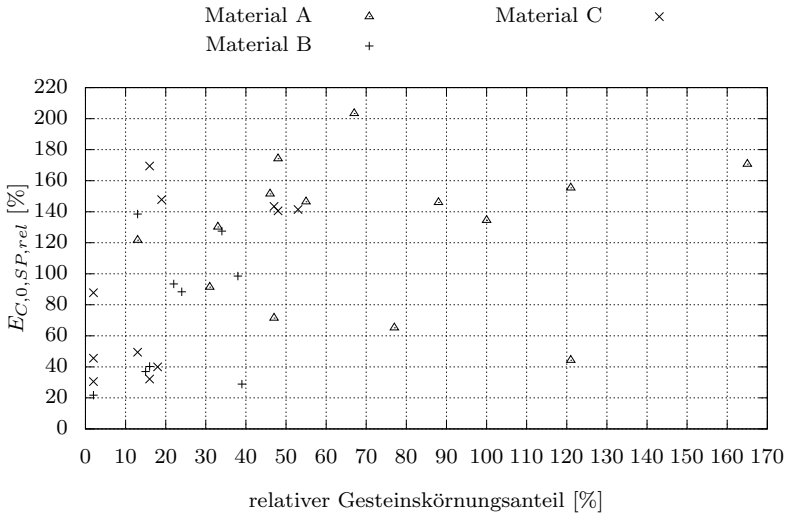


Abbildung 10.20: Korrelation des relativen anfänglichen Steifigkeitsmoduls mit dem relativen Gehalt an Gesteinskörnung im Bereich der Schubrippenaussparung

mitbetrachtet werden, welche beim triaxialen Steifigkeitsmodul und dem anfänglichen triaxialen Steifigkeitsmodul sonst nicht betrachtet werden.

Die Ergebnisse sind in Abbildung 10.21 dargestellt. Wie nach den vorangegangenen Ergebnissen bereits zu erwarten, verringerte sich die Steifigkeit der Probekörper bis auf wenige Ausnahmen weiter. Im Bemessungsbereich der Richtlinie des DNV GL ergaben sich geringere Steifigkeiten als für den Bereich der DIN EN 1992 oder NORSOK N-004.

Die Ergebnisse der Versuche deuten teilweise auf geringere Steifigkeiten im Bereich der Schubrippen hin. Die Bemessungswerte werden hierbei ebenfalls partiell von allen verfüllten Materialien unterschritten. Hingegen sind bei den Probekörpern aus Material A auch deutlich höhere Werte zu finden, die den charakteristischen stabilisierten E-Modul überschreiten. Dies würde auch die anfängliche These von höheren triaxialen als einaxialen Steifigkeiten unterstützen. Die zugehörigen statistischen Kenngrößen sind in Tabelle 10.6 und im Anhang in Tabelle F.3 auf Seite 371 zusammengefasst.

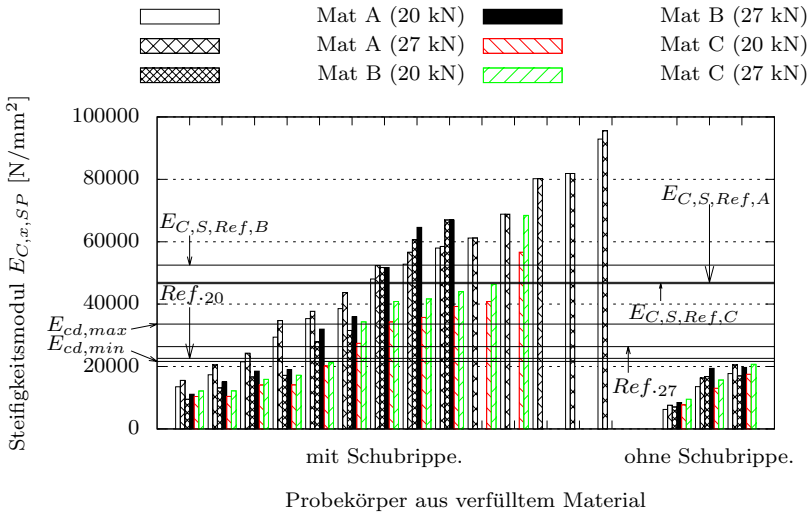


Abbildung 10.21: Steifigkeitsmodul im bemessungsrelevanten Bereich

Tabelle 10.6: Statistische Kennwerte der Steifigkeitsmodule im bemessungsrelevanten Bereich

Kennwert bei	kN	Material A	Material B	Material C
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Mittelwert	20	50000	32800	27600
	27	52300	35000	32204
Standardabweichung	20	24350	20450	14400
	27	23400	20250	17150
Referenz ohne Schubrippe.	20	24600	24900	18400
	27	28400	28100	22800

10.3.5 Resümee

Die Steifigkeit der Probekörper aus den Bauteilen insbesondere im Bereich von Schubrippen ist nicht direkt mit dem stabilisierten E-Modul zu vergleichen und kann daher nur als grober Schätzwert angesehen werden. Einerseits muss die positiv wirkende Umschnürung mit Grout-Material betrachtet werden, andererseits die Unsicherheiten bezüglich der Korrekturfaktoren für den spezifischen Versuchsaufbau.

Festgehalten werden kann allerdings ein negativer Einfluss des Verfüllprozesses im Großversuchsstand auf die triaxiale Steifigkeit. Konträr hierzu verhalten sich die anfänglichen triaxialen Steifigkeiten. Hier ist kein grundsätzlicher negativer Einfluss auf die Steifigkeit zu erkennen. Es deutet sich eher ein positiver an, der eine höhere Steifigkeit der oberflächennahen Schichten im Vergleich zu den Referenzprobekörpern nahelegt.

Dennoch ist teilweise eine Abnahme der Steifigkeit anhand des triaxialen und anfänglichen triaxialen Steifigkeitsmodul unterhalb des charakteristischen E-Moduls zu erkennen. Im bemessungsrelevanten Bereich ist eine Abnahme überwiegend unterhalb der charakteristischen Werte und zum Teil unterhalb der Bemessungswerte zu beobachten.

Aufgrund der Ergebnisse von Material A kann von einem positiven Einfluss einer hochfesten Vorlaufmischung ausgegangen werden.

In numerischen Berechnungen ist es daher empfehlenswert, in den Grenzbereichen zum Stahlbauteil und in Bereichen von Schubrippen konservative Werte für den E-Modul anzunehmen. Zusätzlich sind die großen Streuungen der Steifigkeiten zu beachten. Die Ergebnisse sowie die zugehörigen Last-Verformungskurven in Anhang F ab Seite 337 können hier als Anhaltspunkt dienen.

10.4 Vergleich des Versuchsverfahrens mit realen Bedingungen

Das entwickelte Versuchsverfahren und der Versuchsstand können die Bedingungen auf hoher See nicht allumfassend abbilden. Demnach können auch nicht alle Ergebnisse der Untersuchungen uneingeschränkt übertragen werden. Vielmehr ist fallweise zu prüfen, ob die beschriebenen Verfüllprozesse den jeweiligen Verhältnissen auf hoher See ausreichend ähneln und

somit übertragen werden können.

Der Verarbeitungsablauf und die -techniken konnten nahezu realitätsnah nachgestellt werden. Geometrische Unterschiede wurden durch die Verwendung eines modellhaften Teilsegmentes eines realen Grouted Joints weitgehend eliminiert. Nähere Informationen hierzu sind dem Kapitel 6 ab Seite 79 und dem Anhang B ab Seite 255 zu entnehmen.

Allerdings konnten und sollten offshoretypische Umgebungsbedingungen nur zum Teil berücksichtigt werden. Hierzu zählen das sich im Groutspalt befindende Wasser, Relativbewegungen zwischen Pfahl und Hülse des Grouted Joints resultierend aus Wellen- und Windlasten und die Umgebungstemperaturen.

Bereits in den Voruntersuchungen hatte sich ein maßgeblicher Einfluss von Wasser im Groutspalt auf die Materialeigenschaften gezeigt. Dieser Einfluss konnte in den Verfüllversuchen durch eine Wasserfüllung der Schalung realisiert werden.

Relativbewegungen zwischen Pfahl und Hülse wurden in den Versuchen bewusst aussen vor gelassen. Dieser Einfluss ist mittlerweile ebenfalls Gegenstand von Forschung, in die der Autor selbst involviert ist vgl. [LCW14b], [LCW14a], [WLC15], [LCW⁺15] und [LSC⁺15].

Unterschiedliche Umgebungstemperaturen wurden zu Zwecken der besseren Vergleichbarkeit der Versuche nicht untersucht. Zudem kann der Einfluss der Umgebungstemperatur auf die Konsistenz und Festigkeit des Grout-Materials anhand von einfacheren Laborversuchen erfasst werden. Beispielweise können Versuche zur Konsistenzhaltung und zu Materialfestigkeiten in klimatisierten Räumen durchgeführt werden. Probekörper zur Bestimmung der Druckfestigkeit könnten unter entsprechenden Bedingungen hergestellt und später in einem temperierten Wasserbad bis zur Prüfung gelagert werden.

Um die Interaktion zwischen hohen Temperaturen im Kern von breiten Groutspalten und kühlerem, den Grouted Joint umströmendem, Meerwasser zu untersuchen, sind allerdings größere Prüfeinrichtungen nötig. Hierzu bietet sich z. B. eine Schalung an, deren Seiten in realen Blechdicken ausgeführt sind und die in temperiertem Wasser gelagert werden kann [CLW17].

11 Zusammenfassung

Zur Weiterentwicklung von Grouted Joints werden realitätsnahe Materialeigenschaften des Grout-Materials im verfülltem Ringspalt benötigt. Derzeit werden charakteristische Festigkeiten und mittlere E-Moduli aus Laborversuchen zur Bemessung der Verbindung verwendet. Einerseits ist zu klären, ob die Annahme dieser Materialparameter auch nach dem Verfüllen gerechtfertigt ist, andererseits auf welchem Sicherheitsniveau derzeitige Bemessungswerte liegen. Daraus leitet sich direkt das Ziel der Arbeit, den Einfluss von offshore-typischen Einfüllprozessen auf bemessungsrelevante Eigenschaften des Grout-Materials abschätzen zu können, ab.

Hierzu wurde ein Versuchsverfahren entwickelt, in dem der Einfüllprozess des Grout-Materials möglichst realitätsnah simuliert werden kann. Aus den hiermit hergestellten Bauteilen können Probekörper generiert werden, wie sie aus realen Bauteilen, wegen der Unzugänglichkeit offshore, nicht zu beschaffen sind. Anhand solcher Probekörper kann der Einfluss des Verfüllprozesses auf die Druck- und Zugfestigkeit sowie auf die Steifigkeit im Bauteil abgeschätzt werden.

Zur Durchführung der Versuche wurde ein nahezu realmaßstäblicher Versuchsstand entwickelt, der ein Teilssegment eines Grouted Joints abbildet.

Insbesondere zur Abschätzung von Zugfestigkeit und Steifigkeit im Bereich von Schubrippen wurde eine neue Versuchseinrichtung konzipiert, die anhand von Bauteilproben „direkte“ Informationen bereitstellt.

Zur Abschätzung von realitätsnahen Materialeigenschaften des Grout-Materials wurden sowohl planmäßige Verfüllprozesse als auch Störfallsimulationen betrachtet.

Insgesamt wurden 5 handelsübliche Grout-Materialien planmäßig verfüllt, um verallgemeinerbare Aussagen primär zur Druckfestigkeit und sekundär zur Zugfestigkeit sowie zur Steifigkeit im Bauteil treffen zu können.

Anhand von 3 handelsüblichen Grout-Materialien wurden zudem zwei

ausgewählte offshoretypische Störfälle simuliert. Die Auswahl der Störfälle begründet sich in einer Literaturrecherche und eigenen Voruntersuchungen.

Die erste Störfallsimulationsserie¹ im Großversuchsstand simulierte den Ausfall eines von zwei Mischern, die zweite Serie² eine Reparaturmaßnahme nach einem unterbrochenen Verfüllprozess. Hierzu wurde ein Verfüllprozess mit einem „Stinger“³ simuliert, der von oben soweit in die Schalung eingeführt wurde, dass sich hieraus für das Grout-Material eine Fallhöhe bis zum Schalungsboden von ca. 3 m durch das Wasser ergab.

Aus den planmäßigen Verfüllversuchen können folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Vom Einfüllstutzen aus bilden sich nach oben gerichtete trichterförmige Fließwege aus.
- Während des Verfüllprozesses können in Grouted Joints höhere Drücke auf die Abschlussdichtung wirken als der rechnerische hydrostatische Druck. In den Versuchen konnte, im Vergleich zum rechnerischen hydrostatischen Druck, ein um 7% höherer Druck gemessen werden.
- Innerhalb des Bauteils können sich hohe Temperaturen ausbilden, die näherungsweise mit denen im teiladiabatischen Verfahren bestimmten vergleichbar sind.
- Makroskopische Fehlstellen konnten in den Versuchen nicht beobachtet werden. Daher ist eine Ausbildung von makroskopischen Fehlstellen in planmäßig verfüllten realen Grouted Joints zwar nicht vollständig auszuschließen, allerdings auch nicht zu erwarten.
- Sedimentationen, insbesondere im oberen Bereich des Grouted Joints, sind nicht auszuschließen. Im oberen Bereich konnten vermehrt deutlich geringere Anteile an grober Gesteinskörnung beobachtet werden. Dementsprechend wurden höhere Anteile an grober Gesteinskörnung im unteren Bereich beobachtet. Eine Neigung zum Sedimentieren zeigten drei der fünf untersuchten Grout-Materialien. Gleichwohl waren die Auswirkungen auf die Druckfestigkeit jedoch gering.

¹Störfall 4

²Störfall 5

³Stahlrohr zum Verfüllen von Grouted Joints von der Oberseite des Ringspalts

-
- Im Bereich der Schubrippen und in den Randbereichen kann es zu Ablagerungen und Anhaftungen der Vorlaufmischung kommen. Innerhalb des Materialfließweges¹ wurde dieses Phänomen nicht beobachtet. Die Verwendung einer hochfesten Vorlaufmischung ist zu empfehlen, um in den Bereichen der Schubrippen möglichst gleichmäßige Materialeigenschaften analog zum homogenen Grout-Material sicherzustellen.
 - Der Einfluss des Verfüllprozesses auf die Druckfestigkeit im planmäßigen Verfüllprozess unter Verwendung einer geeigneten hochfesten Vorlaufmischung ist grundsätzlich nicht als festigkeitsmindernd anzusehen. Die Absolutwerte liegen deutlich oberhalb von Bemessungswerten in den Regelwerken. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse ist hiervon auch in realen Strukturen auszugehen.
 - Im Bereich von Schubrippen kann ein negativer Einfluss des Verfüllprozesses auf die Zugfestigkeit nicht ausgeschlossen werden. 21% der Ergebnisse lagen unterhalb der Bemessungswerte der DIN EN 1992 und 9% unterhalb derjenigen des DNV GLs. Somit können die Bemessungswerte der Regelwerke nicht vollständig die aus den Versuchen geschätzten Absolutwerte abdecken.
 - Ein negativer Einfluss des Verfüllprozesses auf die Steifigkeiten im Bereich von Schubrippen scheint bei einer Auswertung in Anlehnung an die Bestimmung des sogenannten stabilisierten E-Moduls² gegeben. Eine Auswertung analog zur Bestimmung des anfänglichen E-Moduls² zeigte diesen Trend stark abgeschwächt. Der Trend schwächt sich unter Betrachtung der Last-Verformungskurven in bemessungsrelevanten Bereichen weiter ab. Auch hier unterschreiten vereinzelt Absolutwerte aus den Versuchen die Bemessungswerte der Regelwerke. Zum Teil ergaben sich geringere Steifigkeiten im Bereich der Schubrippen aufgrund von Ablagerungen herkömmlicher Vorlaufmischungen. Die Verwendung einer hochfesten Vorlaufmischung ist daher auch in Bezug auf die Steifigkeiten im Bauteil zu empfehlen.

Aus der Störfallsimulationsserie 4 ergeben sich folgende Erkenntnisse:

¹d. H.: in dem Bereich, in welchem kontinuierlich frisches Grout-Material vom Einfüllstutzen aus gefördert wird

²nach DIN EN 12390-13

- Es ist ein grundsätzlich negativer Einfluss des Verfüllprozesses auf die Frischmaterialeigenschaften sowie ein bedingt negativer Einfluss auf die Festmaterialeigenschaften festzustellen.
- Eine Ausbildung von „sekundären“ Fließwegen, die zu einem erhöhten Druck auf die Abschlussdichtung führen kann, ist anzunehmen. In Versuchen konnte eine Erhöhung im Vergleich zum rechnerischen hydrostatischen Druck um bis zu 47% gemessen werden.
- Es kann von einer vermehrten Anlagerung herkömmlicher Vorlaufmischung im Bereich von Schubrippen ausgegangen werden. Eine Ablagerung von größeren Konglomeraten herkömmlicher Vorlaufmischung innerhalb des Groutspalts scheint ebenso möglich.
- Eine Ausbildung von makroskopischen Fehlstellen innerhalb des Groutspalts kann nicht ausgeschlossen werden; ebensowenig ungleichmäßig verfüllte Verbindungen.
- Auf die Druckfestigkeiten im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge¹ sind lediglich geringe Auswirkungen zu erwarten. Hier ist allerdings von deutlich größeren Streuungen der Druckfestigkeit auszugehen. Trotzdem liegen im Bereich der „effektiven“ Übergreifungslänge keine Ergebnisse unterhalb von Bemessungswerten aus derzeitigen Regelwerken.

Folgende Erkenntnisse lieferte die Störfallsimulationsserie 5:

- Von einem starken Auswaschen des Feinmaterials aus dem frei durchs Wasser fallenden Grout-Material ist auszugehen. Hiermit geht eine starke Reduzierung der Druckfestigkeit einher.
- Der geschädigte Bereich kann hierbei bis unter den Auslass des „Stingers“ reichen.
- Im direkten Bereich des „Stingers“ ist lediglich gering geschädigtes Material zu erwarten.
- Geschädigtes Grout-Material ist hingegen in den Randbereichen auch oberhalb des „Stingers“ möglich.

¹Bereich ohne Randzonen

Die planmäßigen Verfüllversuche zeigten hohe Absolutwerte für die Druckfestigkeit im Bauteil, welche eindeutig oberhalb der Bemessungswerte der Regelwerke lagen. Solche Werte können derzeit nach den Regelwerken nicht angesetzt werden. Auf Grundlage von DIN EN 1992 wurde ein Teilsicherheitsbeiwert für die statische Druckfestigkeit für Grout-Material in Grouted Joints vorgeschlagen.

Als Basis hierfür wurde eine Formel zur Berechnung des Teilsicherheitsbeiwertes hergeleitet. Kenngrößen zur Berechnung lieferten die hergestellten Bauteile und die umfangreiche Materialcharakterisierung im Rahmen der Voruntersuchungen.

Aus den Streuungen der Versuchsergebnisse der Druckfestigkeit der planmäßigen Verfüllversuche und der Störfallsimulationsserie 4 wurde ein Übertragungsfaktor zwischen Labor und Bauteil abgeleitet.

Der hiermit bestimmte Teilsicherheitsbeiwert konnte statistisch mit einem Prognoseintervall¹ auf Basis von Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche sowie der Störfallsimulation 4 abgesichert werden.

Für die statische Druckfestigkeit im Grenzzustand der Tragsicherheit kann ein reduzierter Teilsicherheitsbeiwert² $\gamma_{c,Gv}$ für planmäßig verfülltes Grout-Material in Grouted Joints unter den Randbedingungen aus Abschnitt 10.1.5 (Seite 210) zu $\gamma_{c,Gv} = 1,33$ vorgeschlagen werden. Der Ansatz von höheren Druckfestigkeiten, als es derzeit in DIN EN 1992 vorgesehen ist, erscheint zusätzlich möglich.

Das Ziel, den Einfluss von offshoretypischen Verfüllprozessen auf Bemessungsrelevante Materialeigenschaften abzuschätzen, konnte anhand der vorgestellten Ergebnisse und den daraus abgeleiteten Erkenntnissen erreicht werden. Hierzu wurde ein Versuchsverfahren zur Simulation solcher Verfüllprozesse entwickelt. Insbesondere konnte ein experimentell basierter Teilsicherheitsbeiwert für die Druckfestigkeit analog zu DIN EN 1992 vorgeschlagen werden.

¹5%-Quantilwert

²zuzeit verwendet: $\gamma_c = 1,5$

12 Ausblick

Üblicherweise werden zur Eignungsprüfung von Grout-Material herkömmliche Laborprüfungen verwendet und zusätzlich ein größerer Verfüllversuch durchgeführt. Für solch einen Verfüllversuch gibt es derzeit allerdings keine festen Regeln bezüglich Verfüllprozess, Dimensionen und Auswertung. Das vom Autor entwickelte Versuchsverfahren ist hingegen klar definiert und hat seine Eignung zur wissenschaftlichen Auswertung wie z. B. bei der Bestimmung von ortsabhängigen Materialeigenschaften, Materialfließwegen sowie der Sedimentationsneigung bewiesen. Daher bietet sich das Versuchsverfahren in Fortentwicklung zu einem genormten Prüfverfahren an. Hierfür müssten Mindestanforderungen zur Eignung eines Grout-Materials für Grouted Joints definiert werden. In diesem Rahmen wäre die Ermittlung von Präzisionsdaten wie z. B. statistische Werte zu den Vergleichsbedingungen sinnvoll.

Zur Bestimmung von Zugfestigkeiten aus den Bruchspannungen von teilflächenbelasteten Bauteilprobekörpern wurde eine Übertragungsfunktion aufgestellt. Die Übertragungsfunktion ist bislang begrenzt auf Bauteile mit einer Wanddicke von 9,7 cm und kann nur bedingt für Bauteile mit größeren/kleineren Wanddicken angewendet werden. Für die Verwendung mit anderen Bauteilgeometrien sollte die Funktion angepasst werden. Die Genauigkeit des Schätzwertes der Zugfestigkeit im Bauteil könnte durch weitere Vergleichsprüfungen gesteigert werden.

Die Last-Verformungskurven wurden zur Bestimmung der Steifigkeit im Bauteil in unterschiedlichen Bereichen ausgewertet. Hieraus ergaben sich unterschiedlich hohe Steifigkeiten. Für die Annahme von Steifigkeiten im Bauteil in numerischen Berechnungen sollte diskutiert werden, in welchem Bereich der Last-Verformungskurve die Steifigkeit bestimmt werden soll, oder ob nicht gar ein nichtlinearer Ansatz zielführend ist.

Anhang A Materialcharakterisierung

A.1 Frischmaterialkennwerte

Nachfolgend werden die statistischen Kennwerte der Frischmaterialprüfung zur Materialcharakterisierung und die jeweilige Prüfungsanzahl aufgelistet. Hierzu werden die verwendeten Verfahren mit den zugehörigen Normen angegeben.

A.1.1 Konsistenz

Zur Konsistenzbestimmung wurde das Setzfließmaß in Anlehnung an DIN EN 12350-8 vgl. [DIN10b] verwendet. Der Setzkegel wurde bei den Prüfungen umgedreht verwendet, so das die ursprüngliche Einfüllöffnung auf der Bodenplatte stand. Dieses Prüfverfahren wird typischerweise bei der Qualitätsüberwachung von Grout-Material auf Errichter- oder Hubschiffen eingesetzt. Tabelle A.1 listet die statistischen Kennwerte aus den Prüfungen auf.

Tabelle A.1: Setzfließmaß

Material	Mittelwert [mm]	Standardabweichung [mm]	min. [mm]	max. [mm]	Anzahl der Prüfungen
-	-	-	-	-	-
A	760	90	575	935	38
B	870	85	665	1000	30
C	850	55	710	975	38
D	850	15	825	880	8
E	880	45	835	975	9

A.1.2 Fließverhalten

Zur Beschreibung des Fließverhaltens wurde die t_{500} -Zeit in Anlehnung an DIN EN 12350-8 während der Prüfung des Setzfließmaßes ermittelt. Tabelle A.2 führt die statistischen Kenngrößen auf.

Tabelle A.2: t_{500} -Zeit

Material	Mittelwert	Standardabweichung	min.	max.	Anzahl der Prüfungen
-	[s]	[s]	[s]	[s]	-
A	6,4	1,1	3,0	8,9	17
B	5,0	1,6	3,0	9,0	29
C	4,0	1,1	2,2	6,5	26
D	2,8	0,5	1,7	3,6	7
E	3,6	0,9	2,2	4,9	8

A.1.3 Luftporengehalt

Der Luftporengehalt wurde in Anlehnung an DIN EN 12350-7 [DIN09a] und DIN EN 1015-7 [DIN98] bestimmt. In Tabelle A.3 sind die Luftporengehalte der Grout-Materialien aufgelistet.

Tabelle A.3: Luftporengehalt

Material	Mittelwert	Standardabweichung	min.	max.	Anzahl der Prüfungen
-	[%]	[%]	[%]	[%]	-
A	3,1	0,9	1,2	4,4	41
B	1,5	0,8	0,6	4,0	40
C	2,5	0,9	0,9	4,2	40
D	3,8	0,6	3,0	5,0	8
E	2,6	0,4	2,0	3,2	6

A.1.4 Rohdichte

Die Frischmaterialrohddichte wurde in Anlehnung an DIN EN 12350-6 [DIN11a] und in Anlehnung an DIN EN 1015-6 [DIN07c] bestimmt. Zur Bestimmung der Rohdichte wurden die Behälter der Luftgehaltsprüfer aus Abschnitt A.1.3 verwendet. Die statistischen Kennwerte sind in Tabelle A.4 aufgelistet.

Tabelle A.4: Frischmaterialrohddichte

Material	Mittelwert [kg/dm ³]	Standardabweichung [kg/dm ³]	min. [kg/dm ³]	max. [kg/dm ³]	Anzahl der Prüfungen
-	-	-	-	-	-
A	2,409	0,037	2,361	2,556	43
B	2,397	0,015	2,363	2,430	31
C	2,486	0,035	2,442	2,542	34
D	2,281	0,001	2,260	2,290	7
E	2,338	0,017	2,315	2,365	6

A.1.5 Frischmaterialtemperatur

Zur Bestimmung der Frischmaterialtemperatur wurde ein kalibriertes Einstechthermometer verwendet. In Tabelle A.5 sind Medianwert, Minimum, Maximum und die Anzahl der Prüfungen angegeben.

Tabelle A.5: Frischmaterialtemperatur

Material	Median	min.	max.	Anzahl der Prüfungen
-	[°C]	[°C]	[°C]	-
A	26,2	20,8	35,0	42
B	23,8	19,6	30,2	41
C	27,8	24,0	32,3	37
D	26,2	23,9	26,7	7
E	32,1	31,6	32,8	8

A.1.6 Hydratationswärmeentwicklung

Die Hydratationswärmeentwicklung wurde in Anlehnung an DIN EN 196-9 bestimmt [DIN10d]. Zur Norm abweichend wurde die Temperatur mit einem Thermoelement des Typs K direkt im Grout-Material gemessen.

Tabelle A.6: Hydratationswärmeentwicklung

Material	Temperatur (teiladiabat) max. [°C]	Zeitpunkt nach Wasserzugabe [h]
A	52,4	20
B	59,6	15
C	72,2	10
D	50,9	19
E	66,3	14

Tabelle A.7: Zusammenfassung der Frischmaterialkennwerte

Material	Setzfließmaß [mm]	t_{500} -Zeit [s]	LP-Gehalt [%]	Frischmaterial- rohddichte [kg/dm ³]	Median [°C]	min. [°C]	max. [°C]
-							
A	760	6,4	3,1	2,409	26,2	20,8	35,0
B	870	5,0	1,5	2,397	23,8	19,6	30,2
C	850	4,0	2,5	2,486	27,8	24,0	32,3
D	850	2,8	3,8	2,281	26,2	23,9	26,7
E	880	3,6	2,6	2,338	32,1	31,6	32,8
vgl. Tabelle	A.1	A.2	A.3	A.4		A.5	

A.2 Festmaterialeigenschaften

Analog zu dem Frischmaterialeigenschaften werden bei den Festmaterialeigenschaften die Normen zu den Prüfungen, die statistischen Kennwerte mit der zugehörigen Prüfanzahl sowie auf Umrechnungsfaktoren für unterschiedliche Probekörpergeometrien zur Bestimmung der Druckfestigkeit angegeben.

A.2.1 Druck- Biegezugfestigkeitsentwicklung

Anhand von Würfeln mit einer Kantenlänge von 75 mm wurde die Druckfestigkeitsentwicklung der Grout-Materialien nach DIN EN 12390-3 bestimmt [DIN09c]. Die Entwicklung der Biegezugfestigkeit wurde anhand von Prismen nach DIN EN 1015-11 ermittelt [DIN07a]. Die Probekörper wurden nach DIN EN 12390-2 [DIN09b] bis zur Prüfung unter Wasser gelagert. Ausgeschlossen hiervon waren die Druckfestigkeitsprüfungen nach 24 Stunden. Die statistischen Kennwerte mit ihrer Grundgesamtheit sind in den Tabellen A.8 und A.9 aufgelistet.

Tabelle A.8: Druckfestigkeitsentwicklung

Material	Prüfalter [Tage]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]	min. [N/mm ²]	max. [N/mm ²]	Probeanzahl
A	1	77,1	9,3	66,4	92,4	6
	7	115,9	5,9	102,3	122,6	21
	28	143,4	5,9	128,3	154,3	14
	365	152,4	10,3	143,7	170,0	4
	730	157,4	4,0	150,3	161,2	6
B	1	87,0	8,7	66,8	96,1	9
	7	124,3	8,5	107,8	135,5	20
	28	141,8	7,8	123,1	158,7	25
	365	156,3	2,8	152,9	159,7	3
C	1	101,7	-	89,8	113,5	2
	7	126,5	7,7	113,2	141,1	19
	28	144,2	12,0	126,4	168,3	20
	365	162,3	11,5	143,0	179,7	7
D	1	14,6	-	14,6	14,7	2
	7	94,3	11,5	79,8	110,8	9
	28	120,3	8,4	111,3	136,7	9
	76	138,5	5,3	131,1	143,2	3
E	7	101,2	3,6	96,3	104,9	3
	28	118,1	0,5	117,5	118,8	3
	365	135,3	4,1	129,5	138,5	3

Tabelle A.9: Biegezugfestigkeitentwicklung

Material	Prüfalter	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]	min. [N/mm ²]	max. [N/mm ²]	Probe- körperanzahl
A	-	-	-	-	-	-
	1	8,90	0,97	7,06	10,53	15
	7	14,40	1,17	11,35	17,98	62
	28	17,16	1,40	13,97	20,36	48
	365	17,16	1,05	15,74	19,10	7
B	730	18,11	0,62	17,13	19,03	6
	1	8,51	0,85	7,07	9,79	21
	7	14,38	1,11	12,01	17,00	53
	28	17,71	1,45	14,75	20,96	51
	365	20,21	1,45	17,33	22,70	20
C	1	9,60	0,92	8,29	10,82	6
	7	16,85	2,41	11,82	20,81	51
	28	20,70	0,93	18,19	22,86	34
	365	21,49	1,01	18,06	23,09	26
	D	1	3,14	0,02	3,11	3,16
7		11,73	1,71	9,07	13,97	6
28		13,98	1,44	12,25	16,45	12
85		15,38	1,10	14,45	16,93	3
E		7	13,48	0,51	12,81	14,05
	28	16,65	0,62	16,03	17,27	2
	365	15,54	0,54	14,80	16,09	3

A.2.2 Rohdichte

In Tabelle A.10 sind die statistischen Kennwerte der Festmaterialrohddichte in Anlehnung an DIN EN 12390-7 aufgelistet [DIN09d]. Die Festmaterialrohddichten wurde anhand von Probekörpern der Druckfestigkeitsprüfungen bestimmt.

Tabelle A.10: Festmaterialrohddichte

Material	Mittelwert [kg/dm ³]	Standardabweichung [kg/dm ³]	min. [kg/dm ³]	max. [kg/dm ³]	Probekörperanzahl
-	-	-	-	-	-
A	2,417	0,017	2,373	2,458	317
B	2,385	0,035	2,296	2,469	371
C	2,502	0,037	2,403	2,579	216
D	2,301	0,017	2,301	2,388	54
E	2,320	0,014	2,290	2,345	21

A.3 Umrechnungsfaktoren zur Bestimmung von Druckfestigkeiten

Das vorgehen zur Bestimmung der Umrechnungsfaktoren wird in Abschnitt 5.3.2 beschrieben. Die Tabellen A.11 und A.12 listen Umrechnungsfaktor ζ , Bestimmtheitsmaß R^2 , Minimum, Maximum und die Anzahl der Vergleichsprüfungen auf.

Tabelle A.11: Umrechnungsfaktoren für die Bestimmung der Druckfestigkeit zwischen den Probekörpergeometrien $\frac{\text{Zylinder}_{150/300}}{\text{Würfel}_{75}}$

Material	Umrechnungsfaktor $\zeta_{Zyl,W75}$	Bestimmtheitsmaß R^2	Vergleichsprüfungen
A	0,88	0,95	23
B	0,91	0,93	15
C	0,93	0,99	12
Grout-Material ^a	0,90	0,95	50

^a nach Tabelle A.12

Tabelle A.12: Umrechnungsfaktoren zwischen unterschiedlichen Probekörpergeometrien zur Bestimmung der Druckfestigkeit

Geometrien	Umrechnungs- faktor ζ	Bestimmtheitsmaß R^2 -	Festigkeitsbereich von [N/mm ²] bis [N/mm ²]	Vergleichs- prüfungen -
<i>Zylinder</i> _{150/300}	0,90	0,95	7,8 169,0	50
<i>Würfel</i> ₇₅				
<i>Zylinder</i> _{150/300}	0,92	0,92	10,8 167,9	50
<i>Würfel</i> ₁₀₀				
<i>Zylinder</i> _{150/300}	0,93	0,95	13,5 166,2	50
<i>Würfel</i> ₁₅₀				
<i>Zylinder</i> _{150/300}	0,93	0,90	7,3 162,5	50 (300 ^a)
<i>Prisma</i>				
<i>Würfel</i> ₁₅₀	0,97	0,96	13,5 166,2	51
<i>Würfel</i> ₇₅				
<i>Würfel</i> ₁₅₀	0,98	0,97	13,5 166,2	51
<i>Würfel</i> ₁₀₀				
<i>Würfel</i> ₁₅₀	0,99	0,94	13,5 162,5	51 (306 ^a)
<i>Prisma</i>				
<i>Würfel</i> ₁₀₀	0,98	0,97	10,8 167,9	51
<i>Würfel</i> ₇₅				
<i>Würfel</i> ₁₀₀	1,01	0,96	10,8 162,5	51 (306 ^a)
<i>Prisma</i>				
<i>Prisma</i>	1,03	0,94	7,8 162,5	53 (318 ^a)

^a Mittel aus 6 Probekörpern pro Prismensatz

Anhang B Versuchseinrichtungen

B.1 Laborversuchsstand

Der Laborversuchsstand besteht aus folgenden Komponenten:

- Laborversuchsschalung: Eigenbau aus Mehrschichtplatten und Acrylglas (Perspex[®]) als Schalhaut
- Förderpumpe der Firma inotec vom Typ inoBEAM Mini
- Gleichlauf-Zwangsmischer der Firma Zyklus vom Typ ZK 75 HE
- Mörteldruckschlauch DN 25 / ca. 2 m.
- Prüfmaschine zur Probekörperprüfung der Firma Toni Technik vom Typ ToniNORM bestehend aus den Komponenten 2020 (Lastbereich Druck 400 kN), 2060 (Biegezug 10 kN) und 2010 (Steuerung und Ölversorgung), Genauigkeitsklasse 1

Die Abmessungen der Laborversuchsschalung sind Abbildung B.1 zu entnehmen.

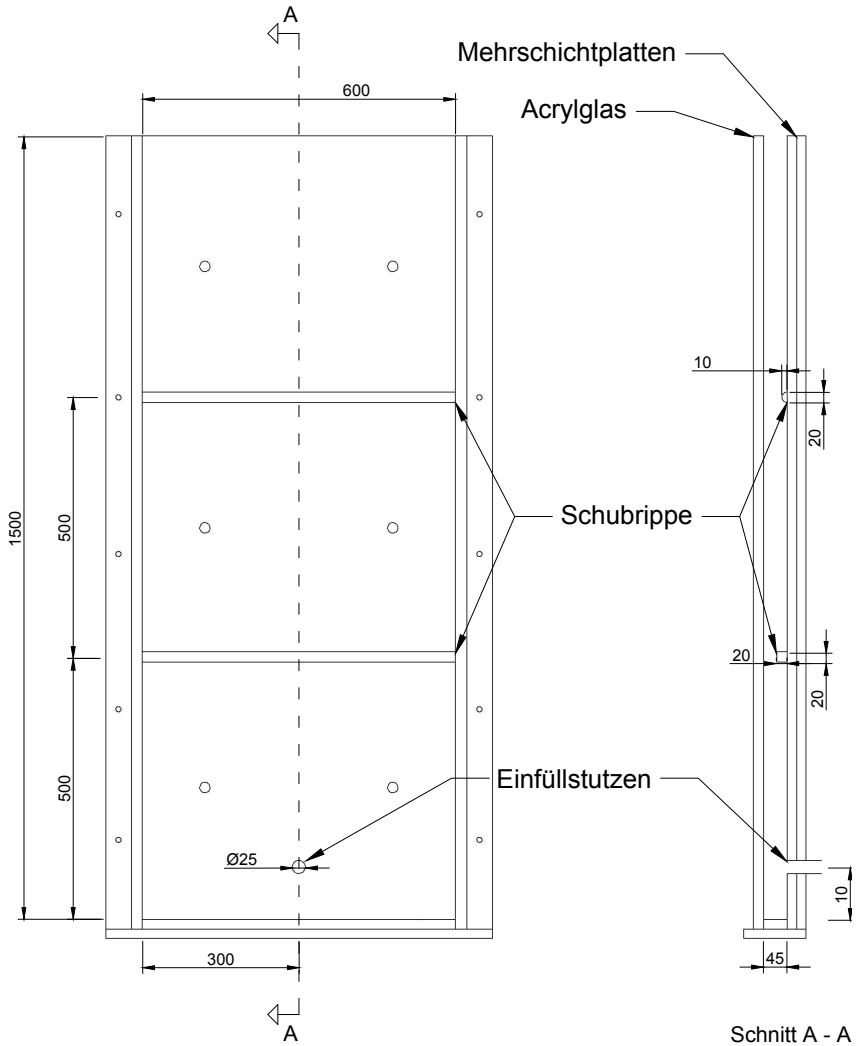


Abbildung B.1: Abmessungen der Laborversuchsschalung in mm

B.2 Großversuchsstand

Der Großversuchsstand besteht aus folgenden Einzelkomponenten, Maschinen und Messtechnik:

- Rahmenschalung der Firma Hünnebeck (vormals Harsco) vom Typ MANTO mit Mehrschichtplatten als Schalhaut
- Schalhaut der vorderen Rahmenschalungselemente: Perspex® mit einer Stärke von 20 mm, Bearbeitung und Einbau in die Rahmenschalung durch die Firma WiKu KG
- Dichtungen der Firma PANA Foamtec GmbH aus Zellkautschuk EPDM
- Kipprahmen und Untergestell: Eigenentwicklung hergestellt durch die Firma Brandt Metalltechnik GmbH
- Zwangsmischer der Firma UEZ Mischtechnik vom Typ ZM 100
- Förderpumpe der Firma PFT vom Typ ZP 3 XL FU 400 mit einem Rotor vom Typ R 7-3 S
- Mörteldruckschläuche der Firma PFT vom Typ RONDO DN 50 / 13 m
- Mauerstärken der Firma Max Frank aus Faserbeton mit Dichtkappe und Flachdichtung
- Drucksensoren der Firma STS vom Typ ATM.ECO 0 - 4 bar und 0 - 60 bar
- Temperatursensoren der Firma RS Pro vom Typ Thermoelement Typ K 1/0,2mm
- Datenlogger zur Temperaturmessung der Firma HIOKI vom Typ 8421
- Messverstärker zur Absolutdruckmessung der Firma HBM vom Typ MGCplus mit Messverstärkereinschüben ML801, Adapterplatten AP801 S6 und Kommunikationsprozessor CP 42.

- Wärmebildkamera der Firma InfraTec vom Typ VARIOSCAN high resolution 3021 - ST

Zur Prüfung der entnommenen und hergestellten Probekörper wurde eine Druckprüfmaschinen der Firma Toni Baustoffprüfsysteme vom Typ 0245 verwendet. Die Prüfmaschine kann eine maximale Last von 5 MN in der Genauigkeitsklasse 1 aufbringen.

Abbildung B.2 stellt die Anordnung der Rahmenschalelemente dar und listet die Abmessungen auf. Die verwendeten Schalungseinbauten sind in Abbildung B.3 dargestellt. Der zugehörige Kipprahmen und das Untergestell sind in Abbildung B.4 und B.5 dargestellt.

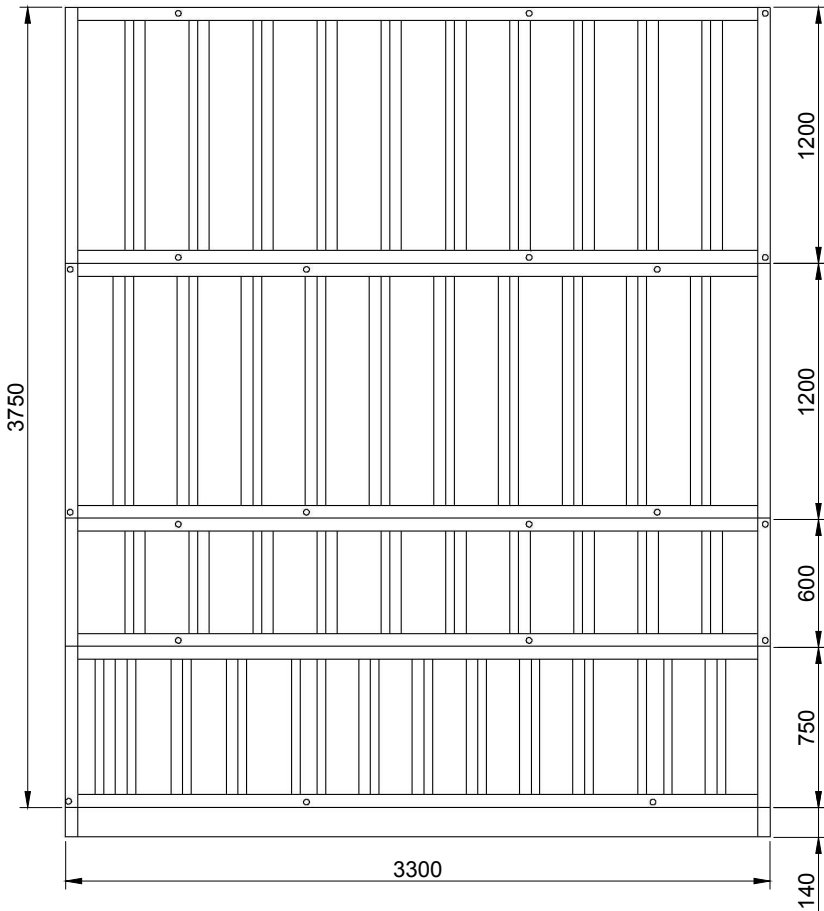


Abbildung B.2: Anordnung und Abmessung der Rahmenschalemente in mm

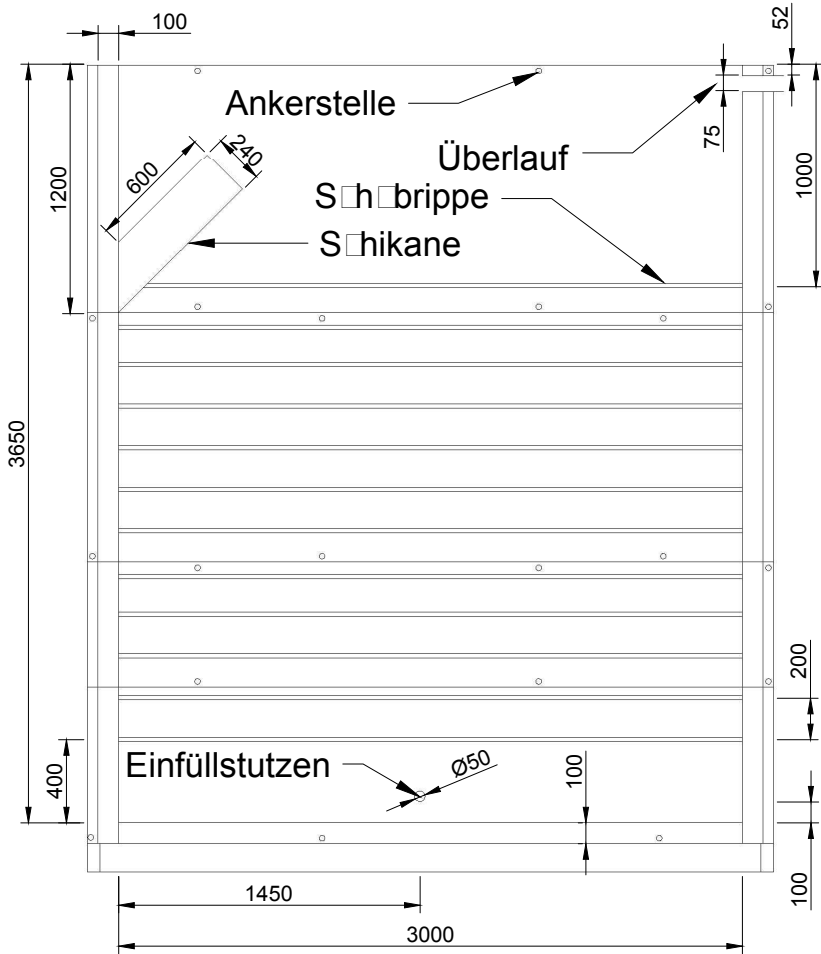


Abbildung B.3: Anordnung und Abmessung der Schalungseinbauten in mm

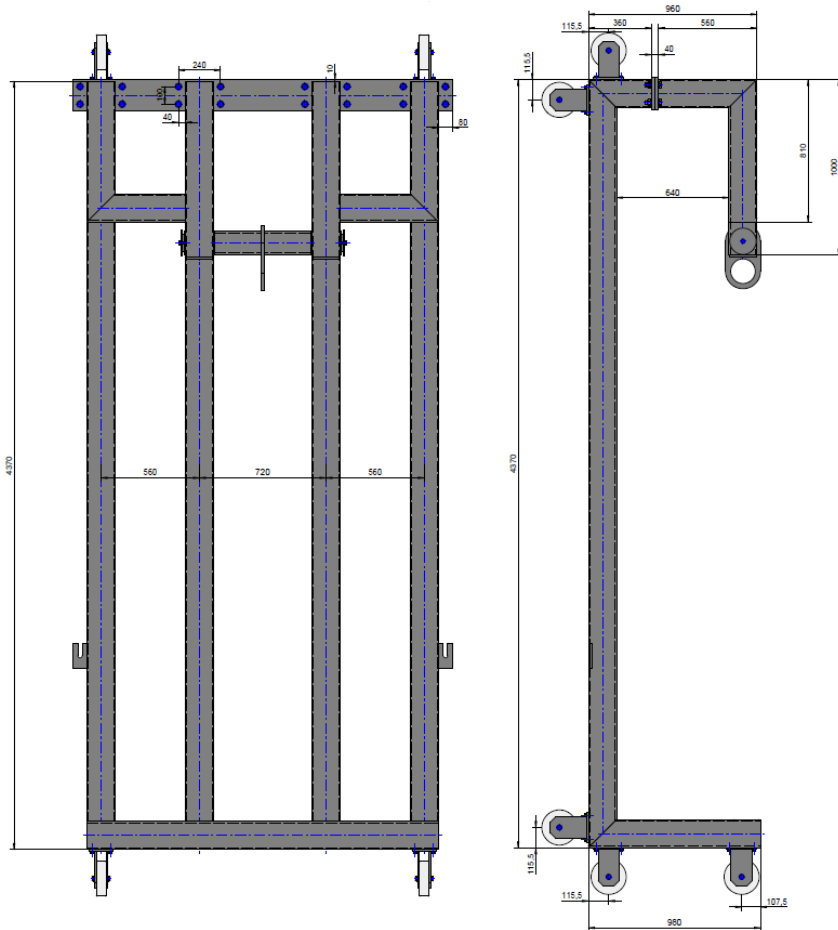


Abbildung B.4: Kipprahmen für die Rahmenschalung

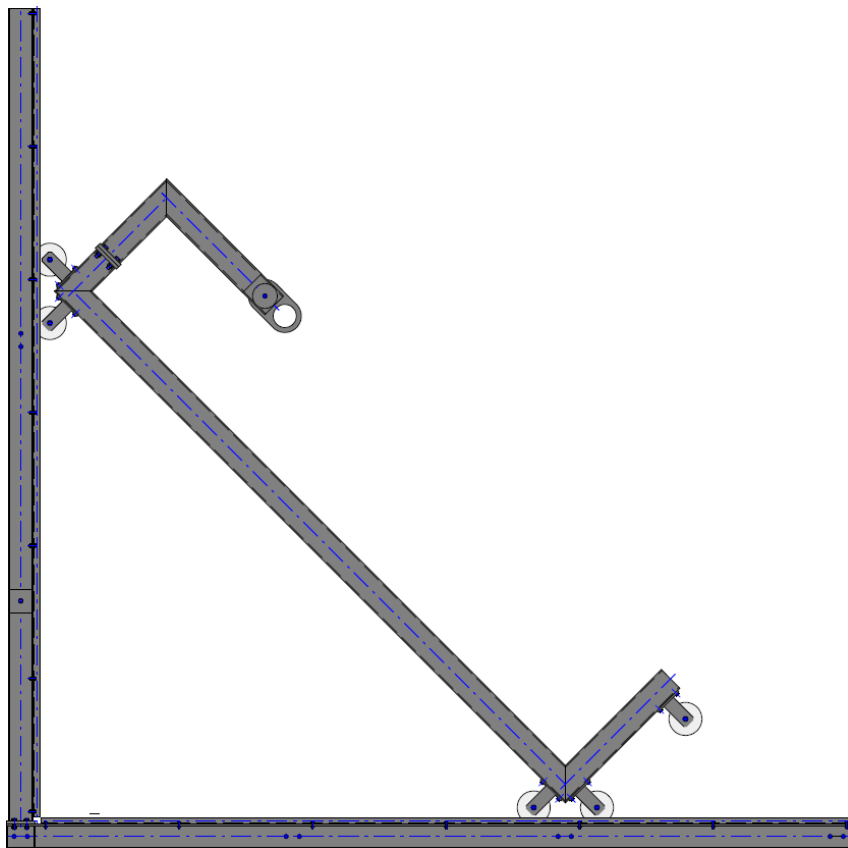


Abbildung B.5: Kipprahmen mit Untergestell

B.3 Stempelversuch

Für die Stempelversuche wurde der Stempel aus dem Einsatzstahl 21MnCr5 gefräst und anschließend auf 61 Hrc - 62 Hrc einsatzgehärtet. Die Härtetiefe betrug dabei 0,8 mm - 1,0 mm. Mittels einer Adapterplatte wurde der Stempel an die Kalotte der Prüfmaschine angeschraubt.

Der Stempel mit der Adapterplatte und der Prüfrahmen zur Aufnahme des Probekörpers sind mit den jeweiligen Abmessungen in Abbildung B.6 skizziert.

Nachfolgend sind die weiteren Komponenten und die Messtechnik aufgelistet:

- Prüfmaschine der Firma Losenheim modernisiert durch die Firma DOLI, Lastbereich bis 1 MN, Genauigkeitsklasse 1
- Induktive Wegaufnehmer der Firma Schreiber vom Typ SM 222
- Messverstärker zur Wegmessung der Firma HBM vom Typ Spider8.

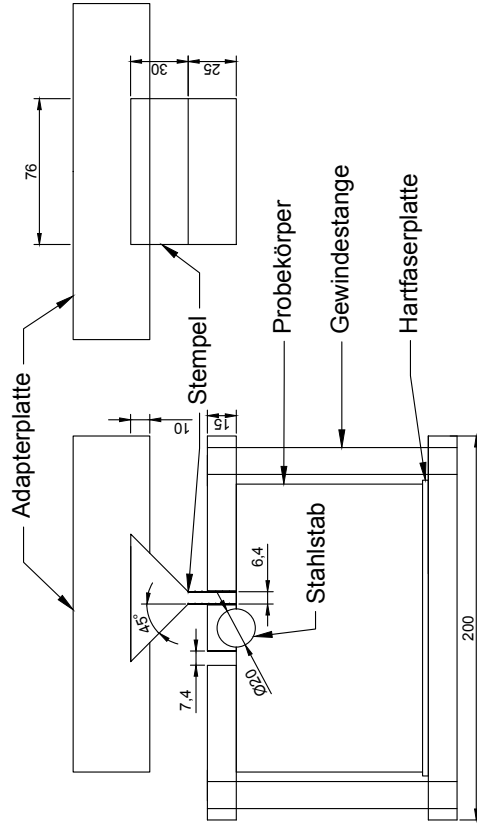


Abbildung B.6: Stempelversuchsrahmen mit Stempel und Adapterplatte, Abmessungen in mm

Anhang C Verfüllversuche

Laborversuchsstand

Anhang C beinhaltet eine detaillierte Zusammenfassung der relativen Druck- und Biegezugfestigkeiten der Verfüllversuche mit der Laborprüfschalung. Es wird auf die Begleituntersuchungen im Bereich der Frisch- und Festmaterialeigenschaften eingegangen sowie auf die maximalen Temperaturen innerhalb der Bauteile während der Hydratationsphase. Die Ergebnisse der Druck- und Biegezugfestigkeiten im Bauteil werden grafisch aufbereitet dargestellt. Abschließend sind die phänomenologisch ausgewerteten Querschnitte der Bauteile und die Auswirkungen von Inhomogenitäten auf die Festigkeiten aufgelistet.

C.1 Planmäßiger Verfüllprozess

C.1.1 Zusammenfassende Übersicht

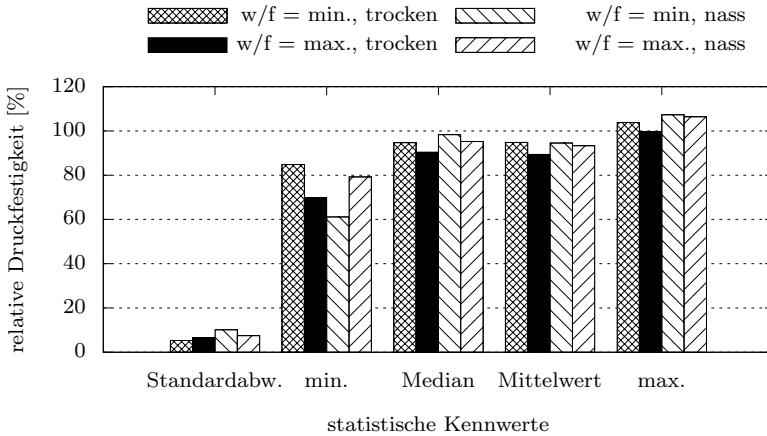


Abbildung C.1: Relative Druckerfestigkeit planmäßig verfüllter Laborversuche mit Material A

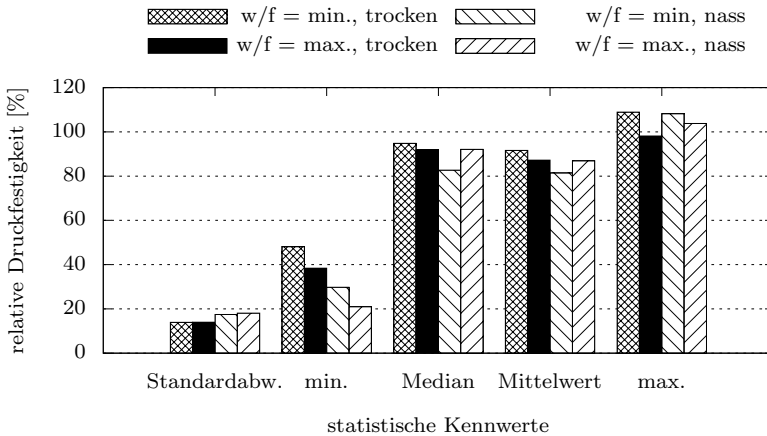


Abbildung C.2: Relative Druckerfestigkeit planmäßig verfüllter Laborversuche mit Material B

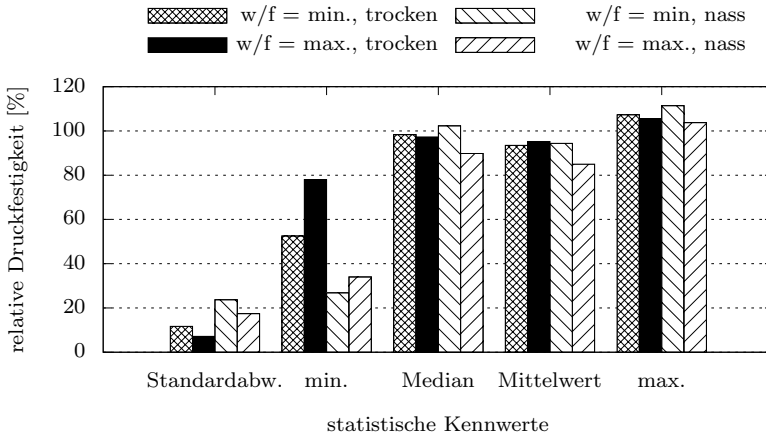


Abbildung C.3: Relative Drückfestigkeit planmäßig verfüllter Laborversuche mit Material C

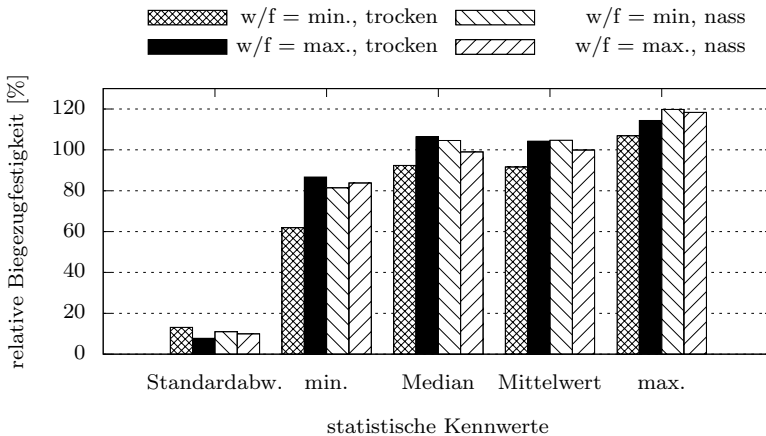


Abbildung C.4: Relative Biegezugfestigkeit planmäßig verfüllter Laborversuche mit Material A

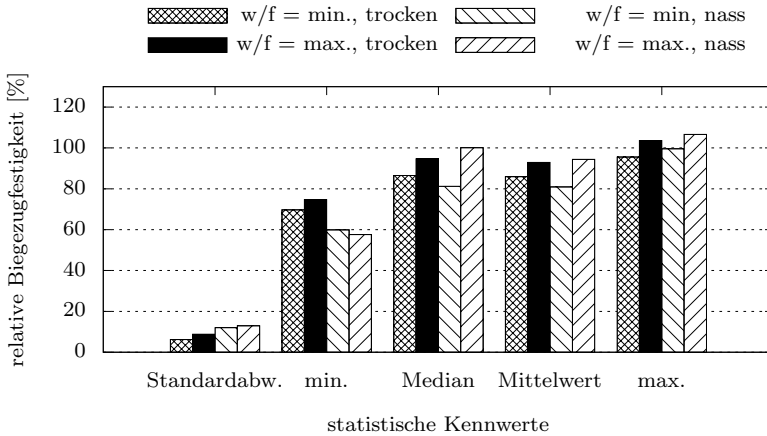


Abbildung C.5: Relative Biegezugfestigkeit planmäßig verfüllter Laborversuche mit Material B

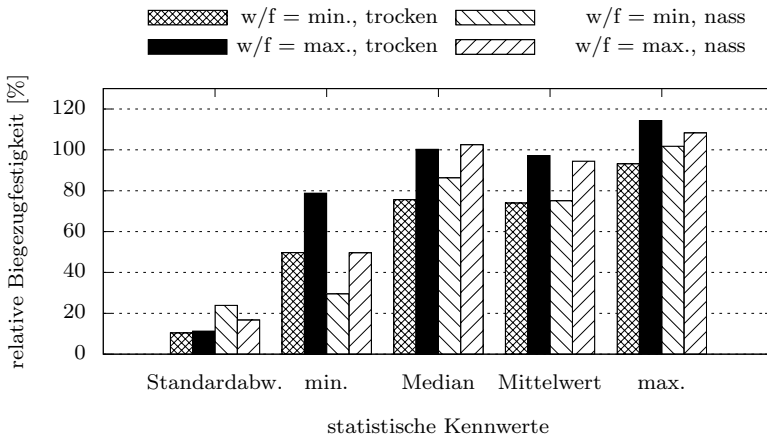


Abbildung C.6: Relative Biegezugfestigkeit planmäßig verfüllter Laborversuche mit Material C

C.1.2 Frisch- und Festmaterialkennwerte

Tabelle C.1: Frischmaterialkennwerte und maximale Temperatur im Bauteil der plannmäßigen Verfüllversuche mit der Laborprüfschaltung

Laborversuch	Lufttemperatur [°C]	Frischmaterialtemperatur [°C]	Setzfließmaß [mm]	maximale Bauteiltemperatur [°C]
1	21,5	27,1	635	44,0
2	21,7	25,2	870	42,5
3	22,7	21,1	670	47,5
4	22,7	21,5	935	47,5
5	22,3	25,5	760	36,0
6	22,2	23,5	960	39,0
7	23,9	26,5	700	38,5
8	23,7	25,3	860	41,0
9	22,8	27,8	800	51
10	22,9	27,5	930	44,0
11	21,8	25,5	880	46,5
12	22,0	27,5	940	47,5

Tabelle C.2: Festmaterialkennwerte der Referenzprobekörper von Verfüllversuchen mit der Laborprüfschalung

Laborversuch	Druckfestigkeit ^a nach 7 Tagen [N/mm ²]	Druckfestigkeit ^a nach 28 Tagen [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit ^a nach 7 Tagen [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit ^a nach 28 Tagen [N/mm ²]
1	119,7	140,8	14,02	17,73
2	116,0	144,3	12,89	16,96
3	117,6	138,8	15,01	17,58
4	114,8	138,8	13,26	16,52
5	103,5	125,1	16,14	19,29
6	108,6	132,1	13,89	17,49
7	107,5	123,1	14,9	18,6
8	108,4	127,4	12,37	18,42
9	126,1	152,6	19,83	21,46
10	129,2	146,0	18,84	20,54
11	126,7	144,7	17,42	21,03
12	132,2	149,1	18,59	20,77

^a Mittelwert der Festigkeit anhand eines Prismensatzes

C.1.3 Grafische Darstellungen der Versuchsergebnisse

Die Relativwerte der Festigkeiten beziehen sich jeweils auf die Festigkeitswerte eines Prismensatzes nach 7 Tagen. Die Festigkeiten nach 28 Tagen sind lediglich zu Vergleichszwecken angegeben.

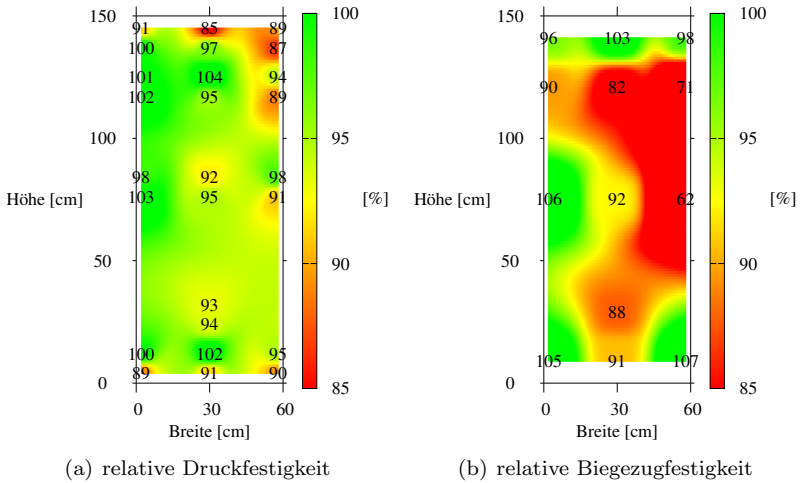


Abbildung C.7: LV 1: Material A, w/f = min., Umgebungsbedingungen: trocken

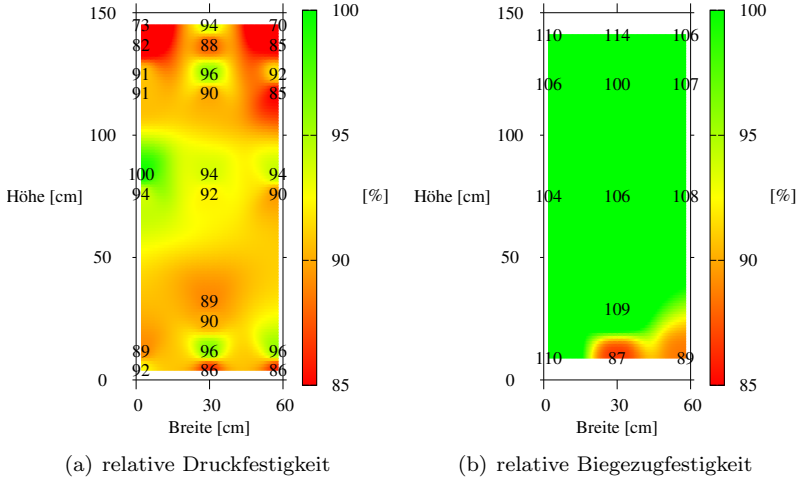


Abbildung C.8: LV 2: Material A, $w/f = \max.$, Umgebungsbedingungen: trocken

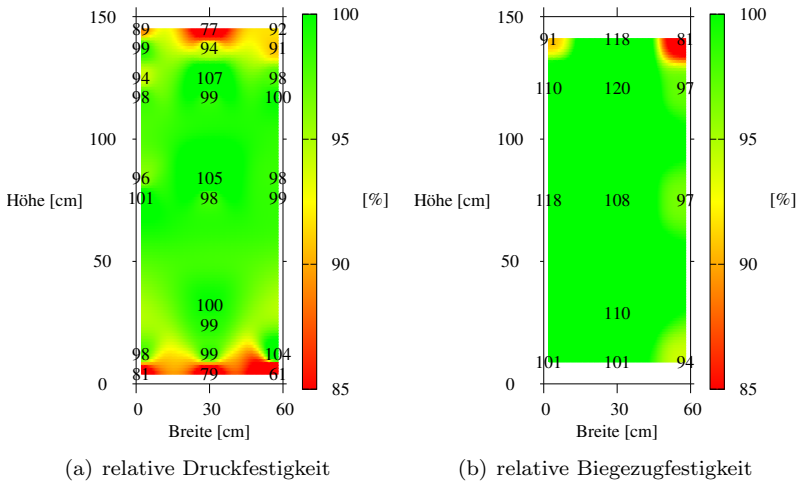


Abbildung C.9: LV 3: Material A, $w/f = \min.$, Umgebungsbedingungen: nass

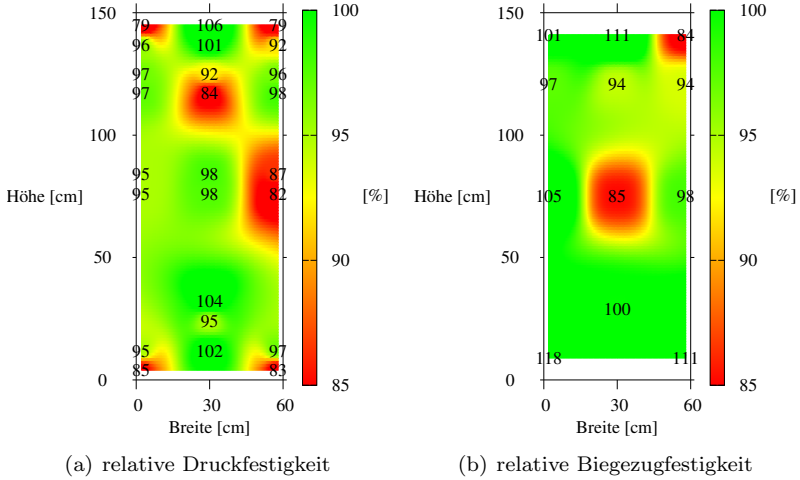


Abbildung C.10: LV 4: Material A, w/f = max., Umgebungsbedingungen: nass

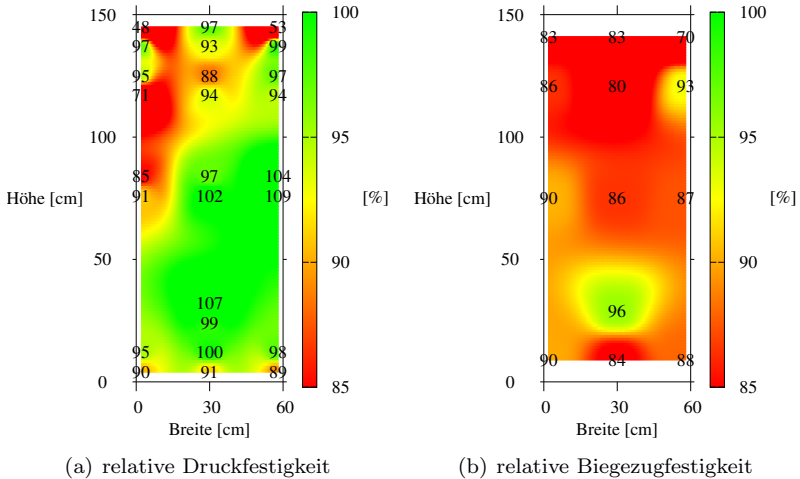


Abbildung C.11: LV 5: Material B, w/f = min., Umgebungsbedingungen: trocken

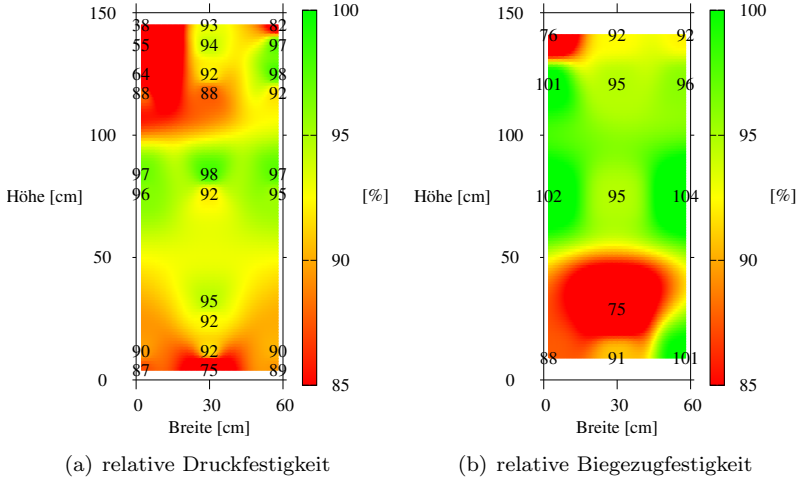


Abbildung C.12: LV 6: Material B, w/f = max., Umgebungsbedingungen: trocken

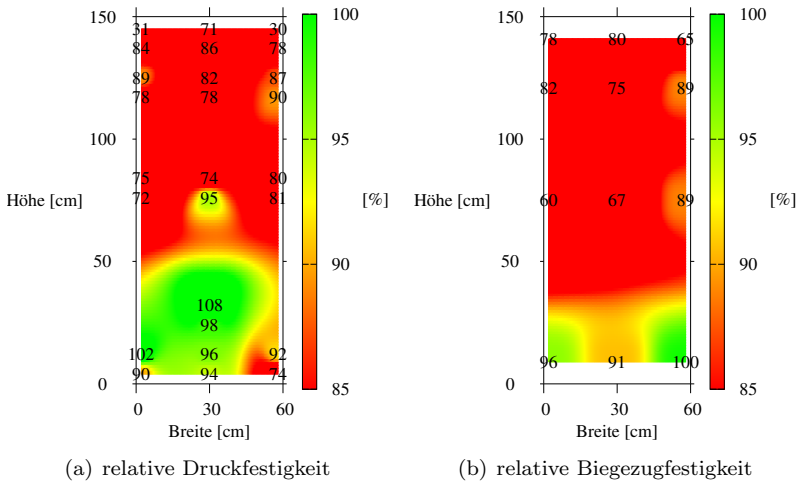


Abbildung C.13: LV 7: Material B, w/f = min., Umgebungsbedingungen: nass

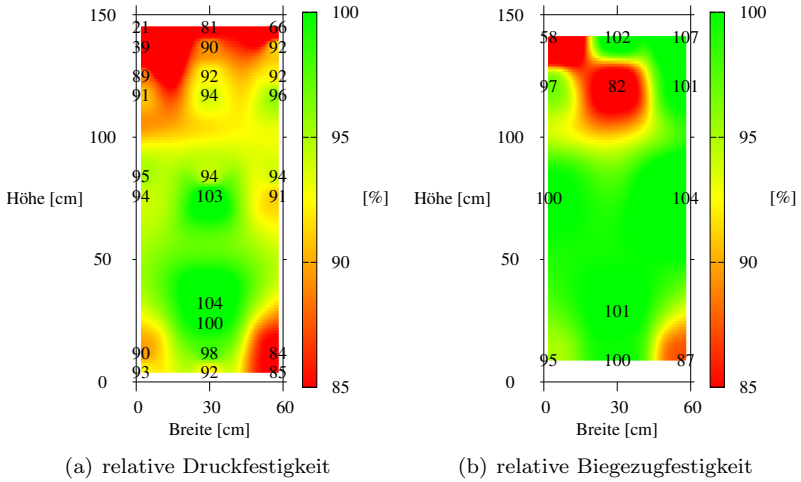


Abbildung C.14: LV 8: Material B, w/f = max., Umgebungsbedingungen: nass

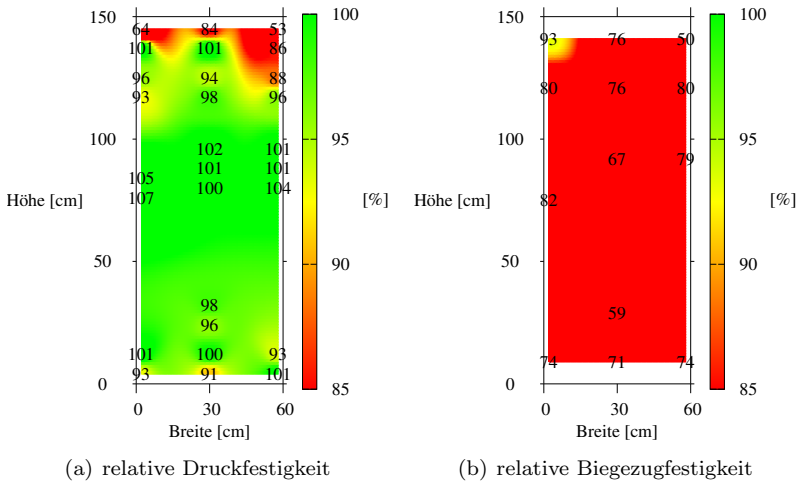


Abbildung C.15: LV 9: Material C, w/f = min., Umgebungsbedingungen: trocken

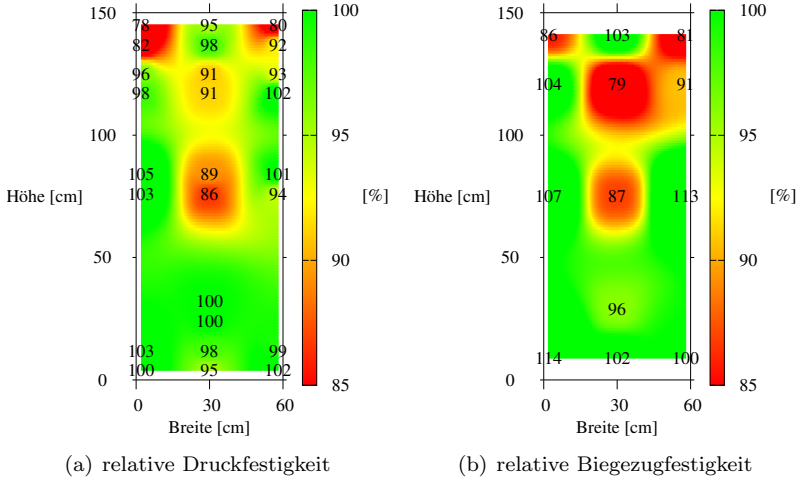


Abbildung C.16: LV 10: Material C, $w/f = \max.$, Umgebungsbedingungen: trocken

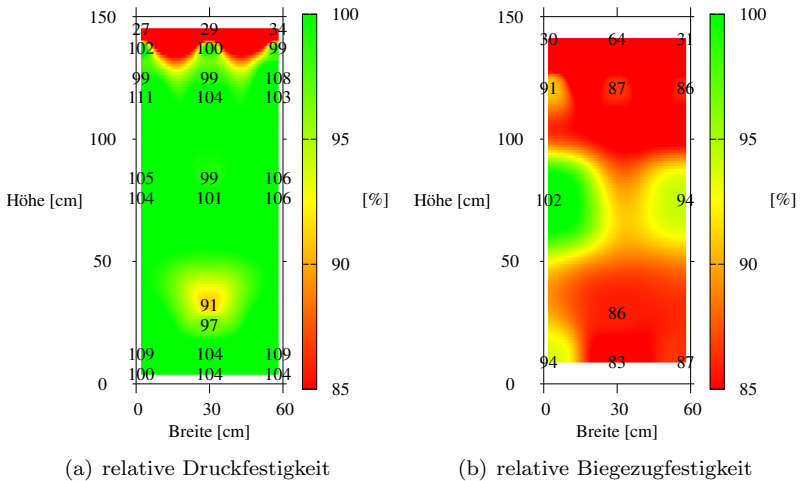


Abbildung C.17: LV 11: Material C, $w/f = \min.$, Umgebungsbedingungen: nass

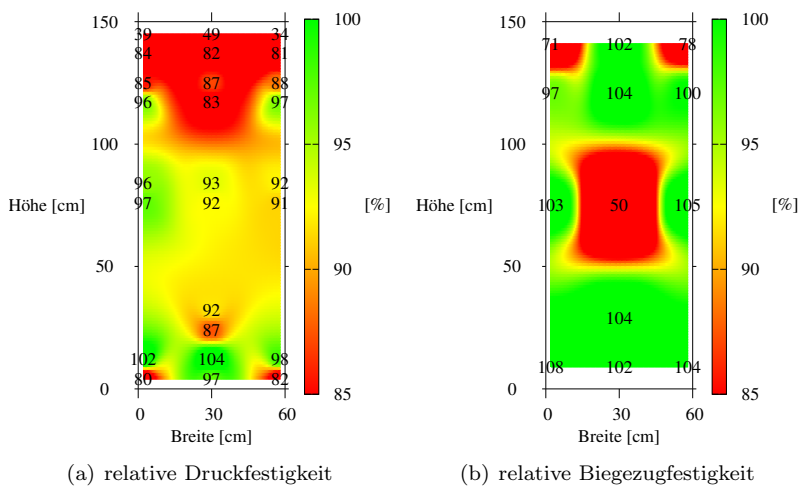


Abbildung C.18: LV 12: Material C, $w/f = \max.$, Umgebungsbedingungen: nass

C.2 Störfallsimulationen

C.2.1 Versuchsplan

Tabelle C.3: Kurzbeschreibung der Störfälle

Störfall	Beschreibung
SF 1	Unterbrechung des Pumpvorgangs, erneutes Anpumpen möglich
SF 2	Unterbrechung des Pumpvorgangs, weiterer Verfüllprozess mit dem Stinger
SF 3	Unterbrechung des Pumpvorgangs, weiterer Verfüllprozess mit dem Stinger, freier Fall des Materials
SF 4	Ausfall eines Mischers
SF 5	3 m freier Fall des Grout-Materials durch Wasser
SF 6	Verfüllprozess mit dem Stinger, freier Fall des Materials
SF 7	Wechselnde Konsistent

Tabelle C.4: Versuchsplan Störfälle

Material SF	w/f	A		B		C	
		trocken	nass	trocken	nass	trocken	nass
1	min.	x	x	x	x	x	-
2	min.	x	x	x	x	x	x
3	min.	-	-	-	-	-	x
	Mittelw.	-	x	-	-	-	-
	max.	-	-	-	-	-	x
6	Mittelw.	-	2	-	x	-	x
7	min., max.	x	-	-	-	-	-

C.2.2 Frisch- und Festmaterialkennwerte

Tabelle C.5: Frischmaterialkennwerte des Grout-Materials der Störfallsimulationen mit der Laborprüfschalung

Labor- versuch	Luft- temp. [°C]	Frischm.- temp. 1 ^a [°C]	Frischm.- temp. 2 ^b [°C]	Setz- fließmaß 1 ^a [mm]	Setz- fließmaß 2 ^b [mm]
13	20,1	23,8	26,2	620	560
14	20,1	24,8	25,1	600	420
15	19,4	24,8	24,7	625	585
16	19,4	23,6	23,5	625	580
17	18,6	27,7	-	790	-
18	21,0	30,2	31,0	610	710
19	21,0	30,2	31,0	610	710
20	22,5	28,7	26,7	660	870
21	20,0	22,8	23,5	785	715
22	20,0	22,8	22,7	785	780
23	21,3	23,3	23,4	780	765
24	21,3	23,3	23,4	780	765
25	21,2	28,7	-	1000	-
26	20,6	25,7	25,8	860	740
27	20,1	26,1	26,7	880	830
28	20,0	25,6	25,8	795	790
29	20,6	25,7	26,7	860	760
30	21,0	28,3	-	760	-
31	21,3	28,1	-	820	-

^a erste Mischung

^b zweite Mischung

Tabelle C.6: Festmaterialkennwerte der Referenzprobekörper von Verfüllversuchen mit der Laborprüfschalung

Labor- versuch	Druck- festigkeit ^a nach 7 Tagen [N/mm ²]	Druck- festigkeit ^a nach 28 Tagen [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit ^a nach 7 Tagen [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit ^a nach 28 Tagen [N/mm ²]	maximale Bauteil- temperatur [°C]
	13	112,7	135,6	15,10	16,90
14	114,4	126,6	15,61	16,11	28,9
15	108,8	141,3	14,20	16,47	25,4
16	115,5	126,6	14,66	17,05	27,4
17	104,7	118,9	14,34	15,11	31,0
18	122,0	129,8	16,08	19,47	39,9
19	122,0	129,8	16,08	19,47	39,9
20	109,2	136,3	13,04	17,47	35,6
21	108,0	128,9	14,21	19,59	34,4
22	95,8	122,3	14,42	18,8	32,5
23	114,1	122,8	14,91	18,36	34,1
24	103,1	122,8	14,69	18,36	34,7
25	113,7	125,4	15,06	17,21	37,1
26	133,1	146,9	16,81	17,27	42,9
27	124,0	136,9	14,60	20,32	27,4
28	126,6	138,8	14,37	21,20	27,1
29	119,2	145,6	18,58	19,16	39,8
30	111,2	134,1	15,09	20,41	40,1
31	126,2	135,1	13,48	20,61	44,2

^a Mittelwert der Festigkeit anhand eines Prismensatzes

C.2.3 Grafische Darstellungen der Ergebnisse

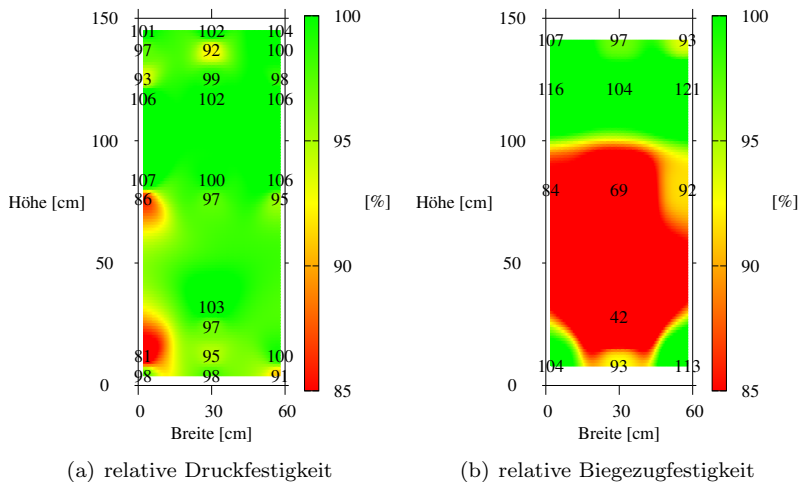


Abbildung C.19: LV 13: Material A, w/f = min., Umgebungs.: trocken, Störfall 1

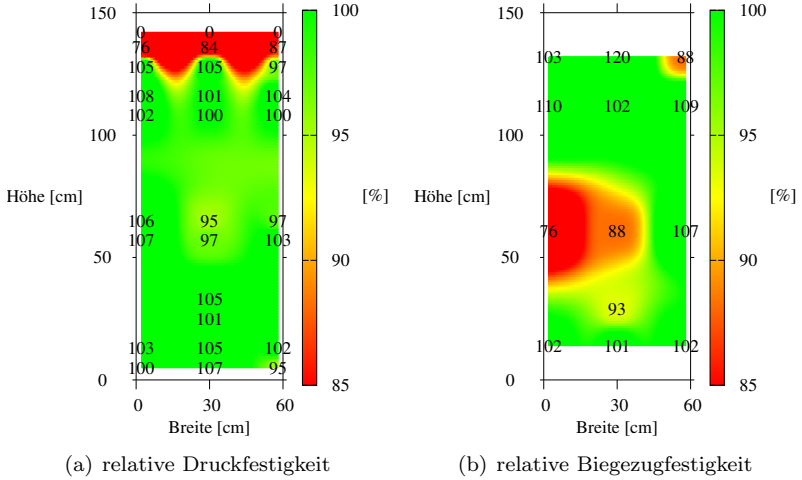


Abbildung C.20: LV 14: Material A, w/f = min., Umgebungs-b.: nass, Störfall 1

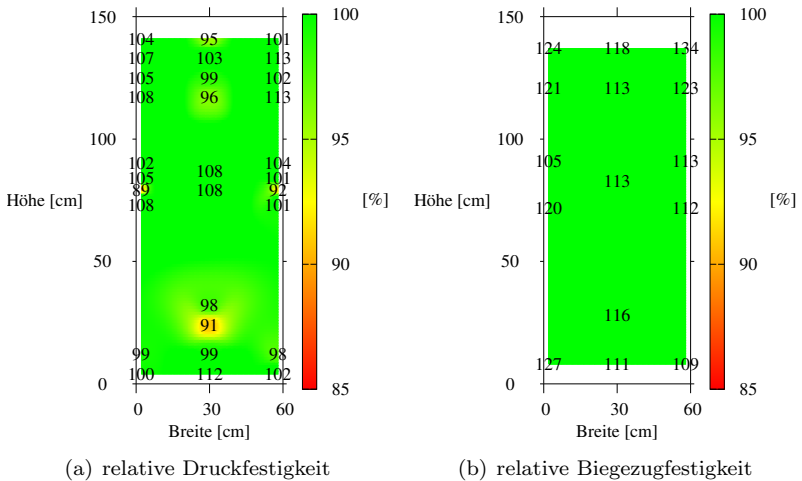


Abbildung C.21: LV 15: Material A, w/f = min., Umgebungs-b.: trocken, Störfall 2

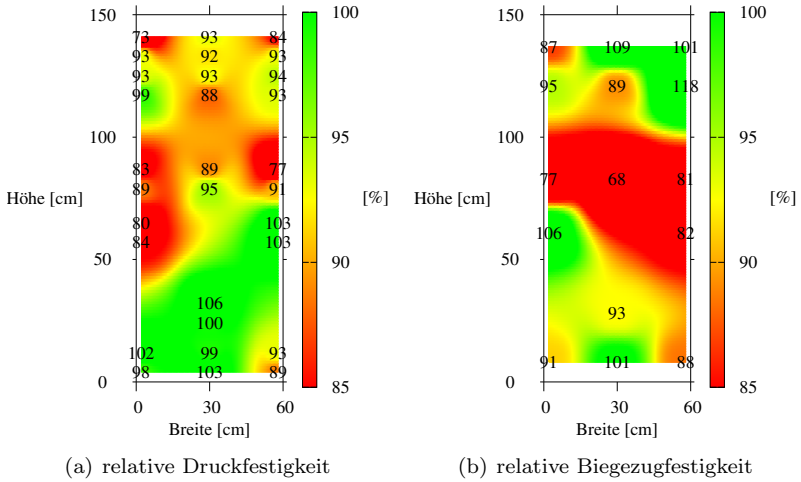


Abbildung C.22: LV 16: Material A, w/f = min., Umgebungs.: nass, Störfall 2

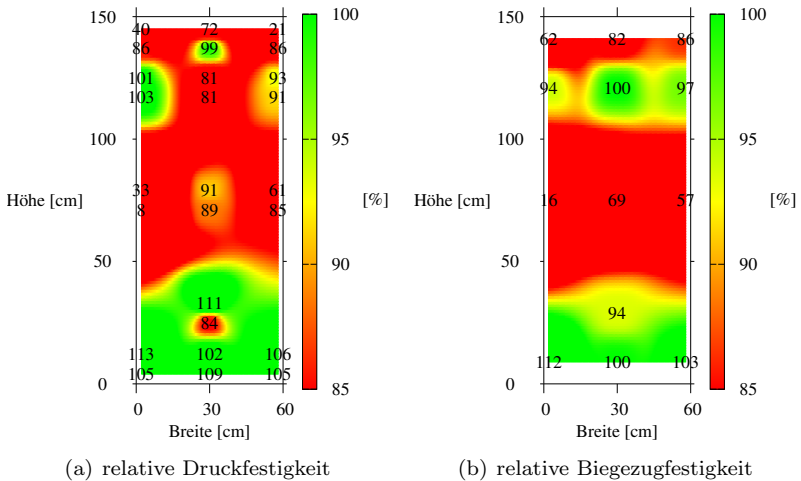


Abbildung C.23: LV 17: Material A, w/f = Mittelw., Umgebungs.: nass, Störfall 3

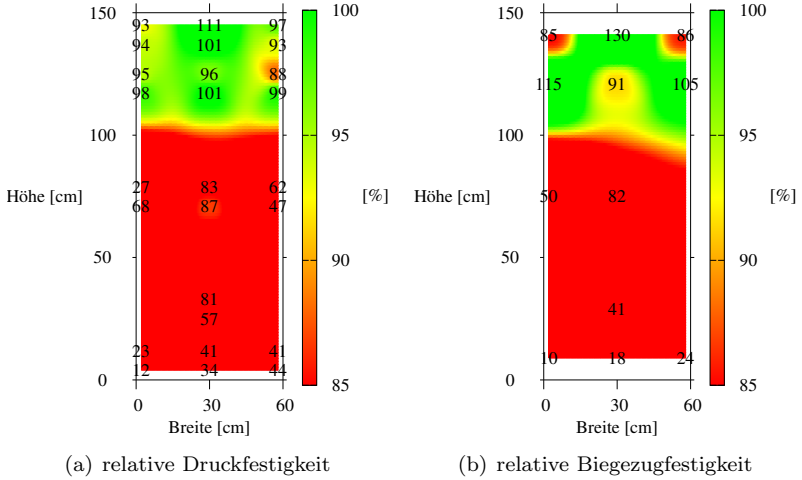


Abbildung C.24: LV 18: Material A, w/f = Mittelw., Umgebungsbed.: nass, Störfall 6

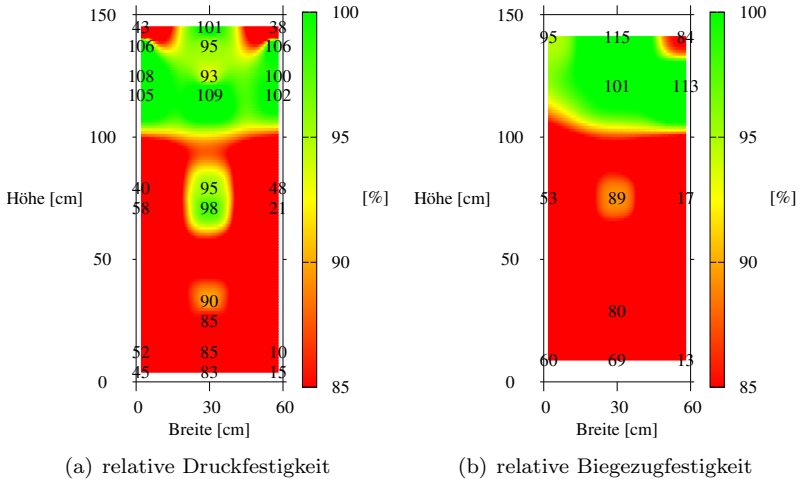


Abbildung C.25: LV 19: Material A, w/f = Mittelw., Umgebungsbed.: nass, Störfall 6 (langsamer Verfallprozess)

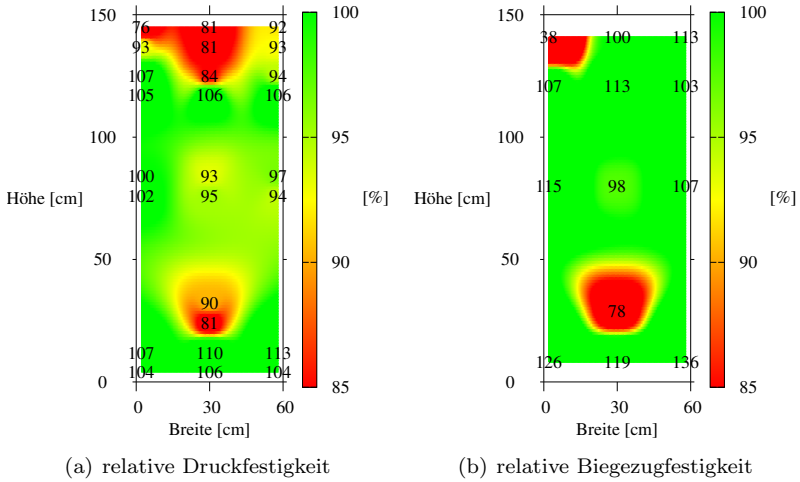


Abbildung C.26: LV 20: Material A, w/f = min., max., Umgebungs.: trocken, Störfall 7

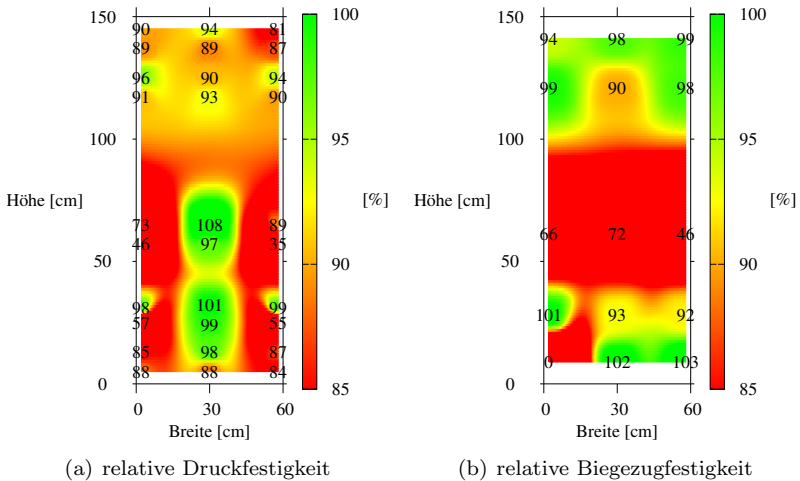


Abbildung C.27: LV 21: Material B, w/f = min., Umgebungs.: trocken, Störfall 1

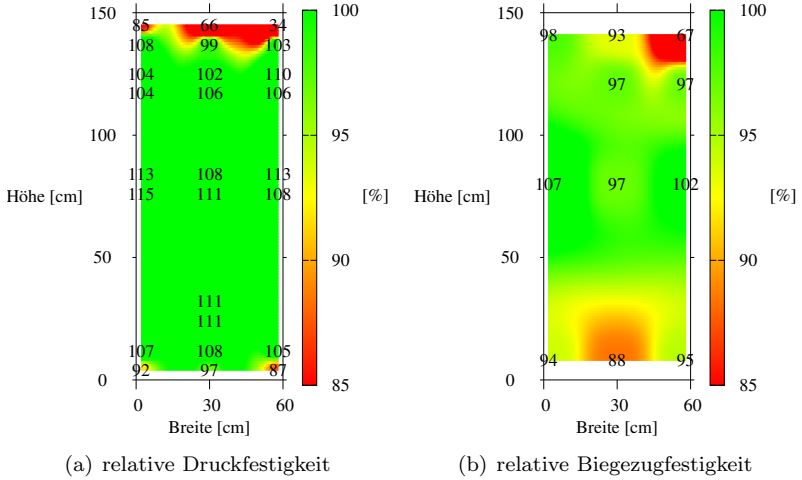


Abbildung C.28: LV 22: Material B, w/f = min., Umgebungsbed.: nass, Störfall 1

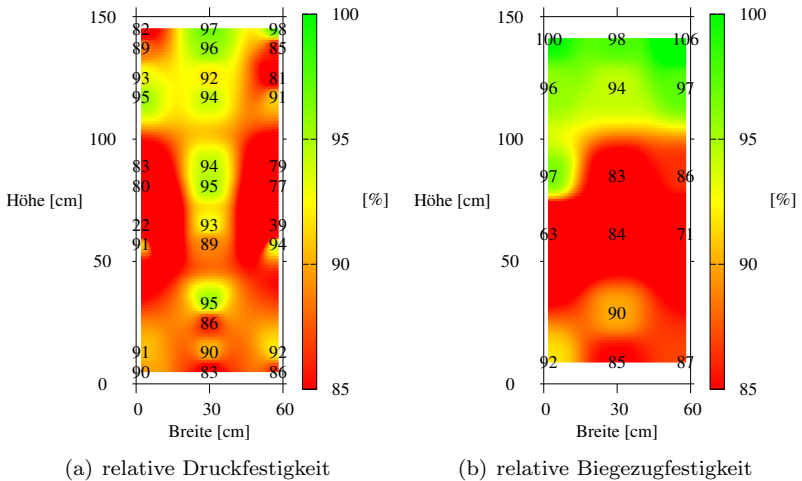


Abbildung C.29: LV 23: Material B, w/f = min., Umgebungsbed.: trocken, Störfall 2

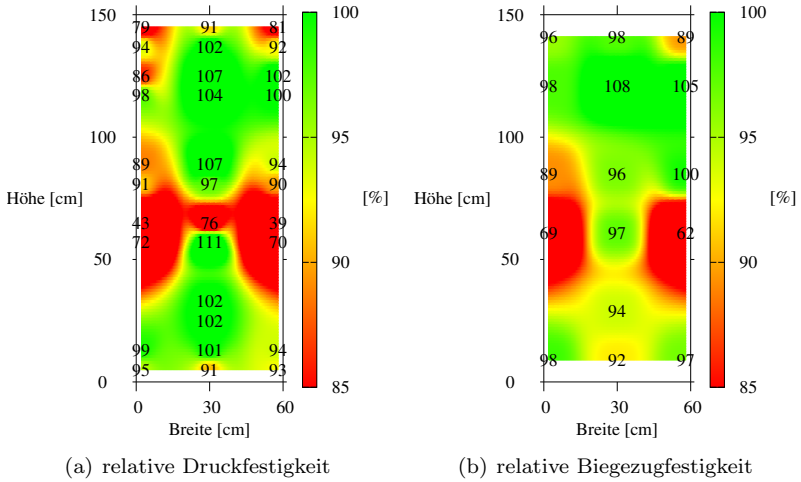


Abbildung C.30: LV 24: Material B, w/f = min., Umgebungs.: nass, Störfall 2

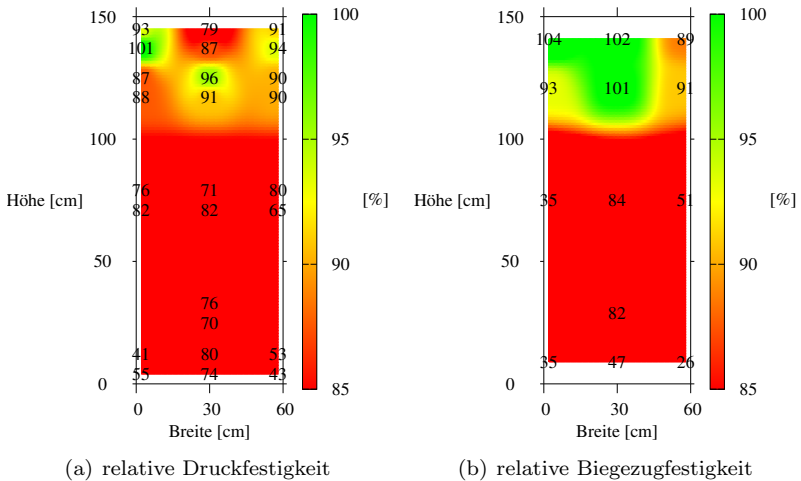


Abbildung C.31: LV 25: Material B, w/f = Mittelw., Umgebungs.: nass, Störfall 6

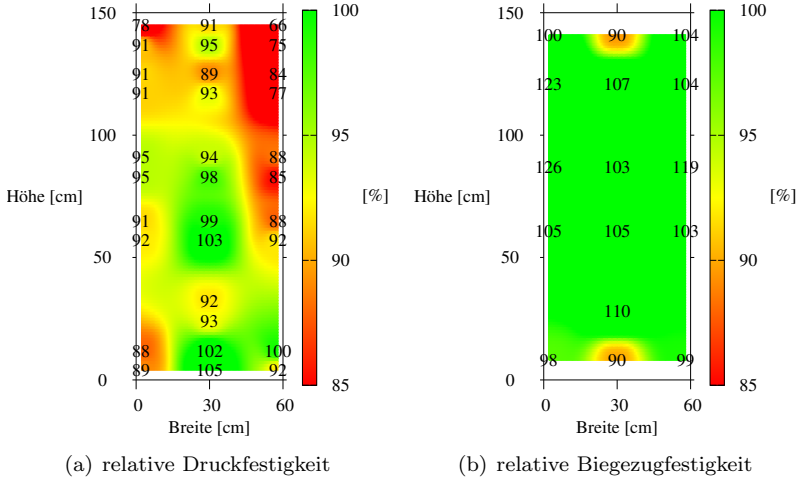


Abbildung C.32: LV 26: Material C, w/f = min., Umgebungs-: trocken, Störfall 1

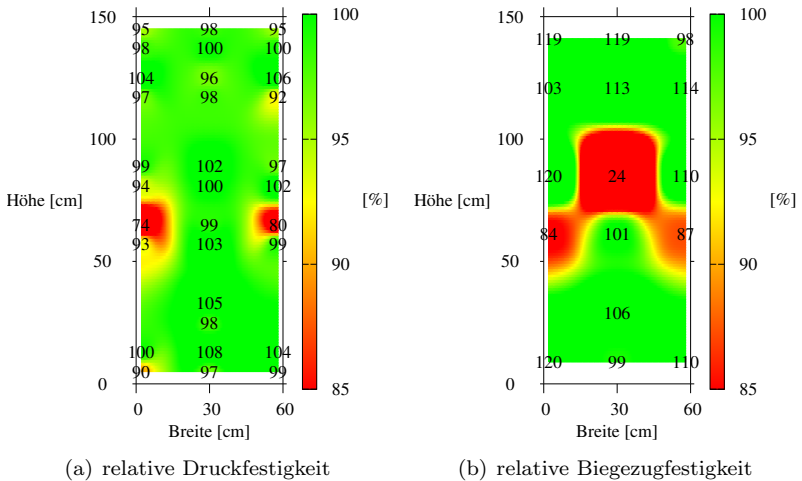


Abbildung C.33: LV 27: Material C, w/f = min., Umgebungs-: trocken, Störfall 2

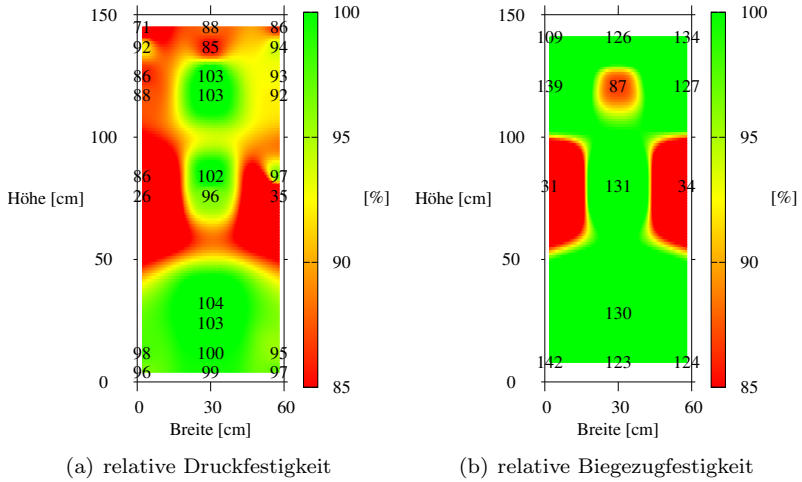


Abbildung C.34: LV 28: Material C, w/f = min., Umgebungs.: nass, Störfall 2

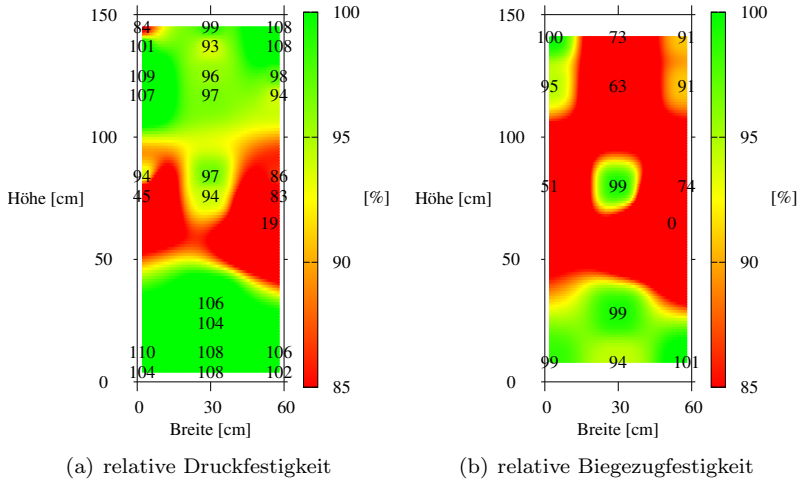


Abbildung C.35: LV 29: Material C, w/f = min., Umgebungs.: nass, Störfall 3

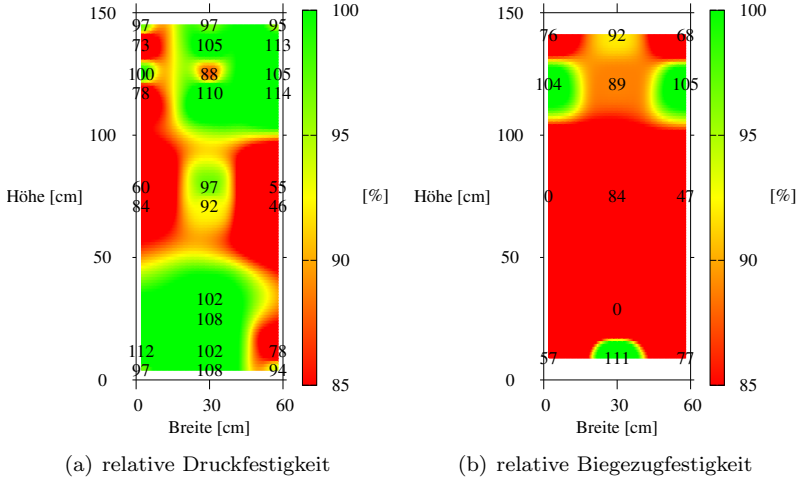


Abbildung C.36: LV 30: Material C, $w/f = \max.$, Umgebungs**b.**: nass, Störfall 3

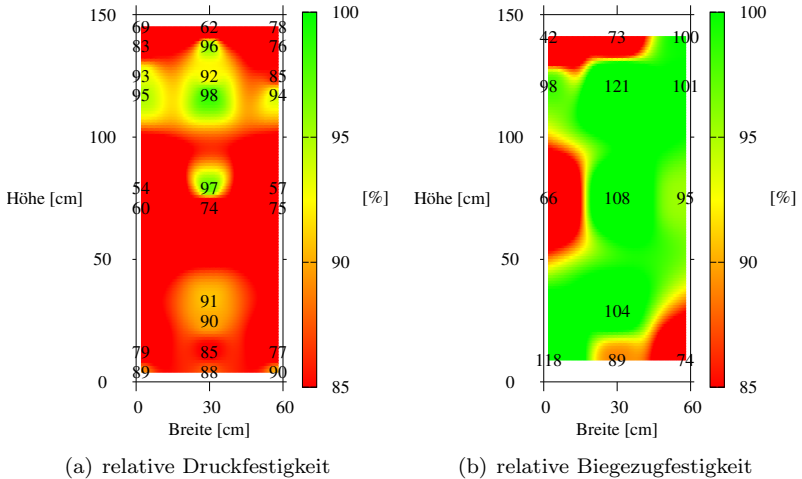


Abbildung C.37: LV 31: Material C, $w/f = \text{Mittelw.}$, Umgebungs**b.**: nass, Störfall 6

C.3 Inhomogenitäten innerhalb der Bauteile

Tabelle C.7: Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus den Störfällen Teil 1

Mat.	SF	Umgebung	Ablagerungen Vorlaufmischung		Luftein- schlüsse		Luftein- schlüsse	
			untere SR	obere SR	untere SR	obere SR	oben	Mitte
A	1	trocken	-	-	-	xx	x	xx
A	1	nass	-	-	xxx	xx	xx	xxx
B	1	trocken	xxx	-	x	x	xx	x
B	1	nass	xxx	xx	-	x	xx	-
C	1	trocken	xx	xx	-	-	-	-
A	2	trocken	-	-	-	-	-	-
A	2	nass	-	-	-	xx	-	x
B	2	trocken	xx	-	-	-	x	x
B	2	nass	-	x	-	-	-	-
C	2	trocken	xxx	-	-	-	-	x
C	2	nass	-	-	-	-	-	-
C	3	nass	x	x	-	-	x	-

Tabelle C.8: Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus den Störfällen Verfüllversuche Teil 2

Mat.	SF	Umgebung	Einschlüsse Vorlaufmischung		Auswaschungen	erhöhter Luftporenanteil	
			unten	Mitte oben		unten	Mitte oben
A	1	trocken	-	-	-	-	-
A	1	nass	-	-	-	-	-
B ^a	1	trocken	-	-	-	-	-
B ^b	1	nass	-	-	-	-	-
C	1	trocken	-	xxx	-	-	x
A	2	trocken	-	xxx	-	-	-
A	2	nass	-	xxx	-	-	x
B	2	trocken	-	xxx	-	-	x
B	2	nass	-	xxx	-	x	-
C	2	trocken	-	xxx	-	x	x
C	2	nass	-	xxx	-	x	-
C	3	nass	-	xxx	x	x	-

^avertikale Schichtbildung im unteren Teil des Querschnitts

^bvertikale Schichtbildung im unteren Teil des Querschnitts

Tabelle C.9: Einfluss von Inhomogenitäten auf die relative Druckfestigkeit [%]

	Auswasch- ungen	Zements. ^a	Zements. ^b ca. 1/3	Zements.- einschluss	Luft- einschluss	Entmisch- ungen	Luft- poreng. ^c
SA ^d	23,4	22,8	15,9	16,4	16,0	17,0	5,1
Median	52,1	64,6	89,7	90,9	93,7	91,4	93,1
Mittelwert	51,5	61,6	85,9	86,2	90,2	89,8	93,6
min.	10,5	21,6	31,1	27,1	21,2	21,2	78,2
max.	94	101,5	108,2	113,3	108,2	110,7	107,1
Anzahl	31	48	27	80	52	22	45

^aZementstein, Hauptbestandteil

^bZementstein

^cerhöhter Luftporengehalt

^dStandardabweichung

Tabelle C.10: Einfluss von Inhomogenitäten auf die relative Biegezugfestigkeit [%]

	Zementstein Hauptbestandteil	Zementstein- einschluss	Luft- einschluss	erhöhter Luftporenanteil
Standardabweichung	20,2	22,1	10,9	12,4
Median	71,4	103,4	94,9	95,9
Mittelwert	74,4	99,2	93,8	95,2
min.	31,2	34,7	73,8	73,4
max.	115,4	124,6	113,4	114,4
Anzahl	34	19	13	19

Anhang D Digitale Bildverarbeitung

Zur Detektion von Sedimentations- und Entmischungsvorgängen innerhalb der Bauteile wurden Bilder von herausgetrennten Querschnitte digital analysiert. Einerseits wurden die Gesteinskörnungsgehalte verwendet um Sedimentationen über die Wandflächen zu untersuchen. Andererseits wurden die Bereiche um die Schubrippenaussparungen betrachtet. Hierdurch konnten gezielt Probekörper für die Stempelprüfungen klassifiziert und aus den Bauteilen entnommen werden, um diese dann zu analysieren.

Hierzu wurden ausschließlich die planmäßig verfüllten Hauptmaterialien betrachtet.

D.1 Bilderfassung der Querschnitte

Jeweils 5 Querschnitte je Bauteil wurden durchgängig über die gesamte Höhe fotografiert. Die Querschnitte wurden nass fotografiert, um die Farbgebung der Gesteinskörnung bestmöglich erfassen zu können. Dieser Schritt konnte die Genauigkeit der Auswertung deutlich erhöhen.

Hierzu wurde ein Fotostand entwickelt, in dem die Farbtemperatur des Lichts¹ nahezu gleichbleibend ist und die Querschnitte schatten- und reflexionsfrei beleuchtet werden konnten. Die Kamera wurde im Fotostand fest fixiert und extern durch einen Computer gesteuert. Die Querschnitte wurden von einer Seite in den Fotostand geschoben und nach jeder Bilderfassung um 10 cm weiter durchgeschoben. Unter Zuhilfenahme einer Schablone konnte ein exakter Vorschub gewährleistet werden.

Der verwendete Fotostand ist in Abbildung D.1 mit einem eingelegten Querschnittsabschnitt dargestellt.

Für die Bilderfassung wurde eine digitale Spiegelreflexkamera der Firma Pentax vom Typ K-5 II_s mit einem Objektiv des Typs smc Pentax-DA* 16-50 mm F2,8 ED AL [IF] SDM verwendet. Die Farbtemperatur wurde während der Weiterverarbeitung des Bildmaterials von den Rohdaten zum

¹4000 K



Abbildung D.1: Fotostand mit einem von rechts eingeschobenem Querschnitt

darstellbarem Bild auf die Farbtemperatur des verwendeten Lichts angepasst um eine Vergleichbarkeit der Farbwerte sicherzustellen.

Im Fotostand konnten die Querschnitte vergleichbar und kontrastreich mit einer hohen Schärfe erfasst werden. Dies war für eine möglichst genau Klassifikation der Gesteinskörnung zwingend erforderlich.

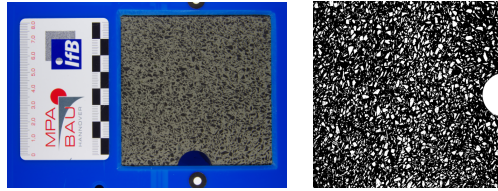
D.2 Klassifikation der Gesteinskörnung

Zur Klassifikation der Gesteinskörnung müssen die Bildinformationen vorbereitet werden, um eine nachfolgende Auswertung zu ermöglichen. Hierzu wurde die Gesteinskörnung soweit segmentiert und ihre Merkmale extrahiert bis ein freistellen der Gesteinskörnung möglich wurde.

Zuerst musste der Kontrast erhöht werden. Hierzu wurde ein Weißabgleich zur Streckung der einzelnen Farbkanäle durchgeführt.

Folgend wurde der Farbton der hellen Gesteinskörnung dunkler dargestellt, damit sich der Farbton auch im späteren Verlauf vom Zementstein unterscheidet. Hierzu wurde zur weiteren Kontrasterhöhung ein Schärfefilter verwendet. Hierdurch konnte die helle Gesteinskörnung extrahiert werden um diese schwarz einzufärben.

Durch einen erneuten Einsatz eines Schärfefilters konnte der Kontrast zwischen Zementstein und Gesteinskörnung weiter gesteigert werden. Der Zementstein nahm so das Farbspektrum von weiß bis türkis ein. Die türkisen Farbkanäle wurden durch weiß ersetzt.



(a) Ausgangsbild

(b) bearbeitetes Bild

Abbildung D.2: Bildbearbeitung: vom Ausgangsfoto zum Bild mit freigestellter Gesteinskörnung

Die Gesteinskörnung konnte zum Teil nicht separat extrahiert werden. Zur Trennung der zusammenhängenden Gesteinskörnung wurden die farbigen Bereiche zuerst erodiert und danach extrudiert, sodass die Kontaktstellen getrennt werden konnten.

Abschließend wurde die farbige Gesteinskörnung schwarz eingefärbt. Zur leichteren Weiterverarbeitung wurde das Bild invertiert.

Zur Minimierung von Informationsverlusten wurden die verwendeten Grenzwerte für jedes Material angepasst.

D.3 Auswertung des Bildmaterials

Zur weiteren Verarbeitung und Auswertung des Bildmaterials wurde Software aus dem Bereich der Medizin und Biologie verwendet. Hiermit konnte unter einem vertretbaren Aufwand die Gesteinskörnung und ihre Fläche bestimmt werden.

Die Bilder mit bereits freigestellter Gesteinskörnung wurden weiter verbessert. Hierzu wurden umschlossenen Bereiche gefüllt um Reflexionen und helle Bereiche innerhalb der Gesteinskörnung erfassen zu können.

Danach wurden die Bereiche für die Auswertung festgelegt. Zur Bewertung von Entmischungen wurde ein großer Bereich linksliegend der Schubrippenaussparung gewählt. Im Bereich der Schubrippenaussparung wurden drei ovale Bereiche verwendet. Somit konnte in einem Bereich unterhalb, oberhalb und vor der Schubrippenaussparung unterschieden werden.

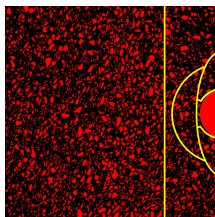


Abbildung D.3: Ausgewertetes Bild mit markierten Auswertebereichen

In Abbildung D.3 ist ein Beispiel für ein ausgewertetes Bild dargestellt.

D.4 Analyse der Verfüllversuche

Als Bezugswerte für die grafischen Darstellungen des Gesteinskörnungsgehaltes in den Bauteilen wurde jeweils der Mittelwert der Gesteinskörnung aus Bereichen ohne Schubrippenaussparungen der Bauteile verwendet. Die zur grafischen Darstellung verwendeten Messstellen des Gesteinskörnungsgehaltes im Querschnitt sind mit Kreisen gekennzeichnet. Die Messstellen zur Auswertung des Gesteinskörnungsgehaltes im Bereich der Schubrippen sind mit dem jeweiligen Wert des Gesteinskörnungsgehaltes markiert.

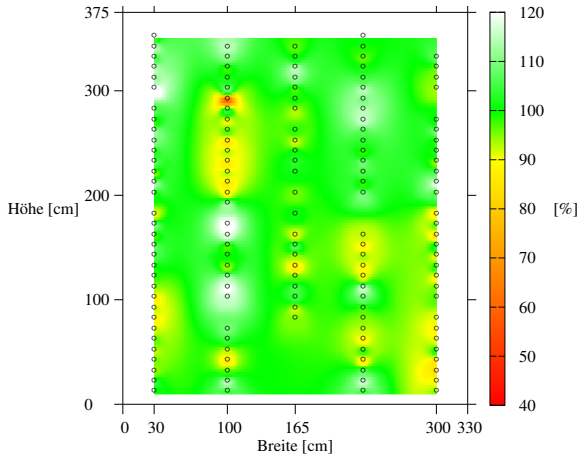


Abbildung D.4: Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung im Querschnitt, Kreise kennzeichnen die Messpunkte

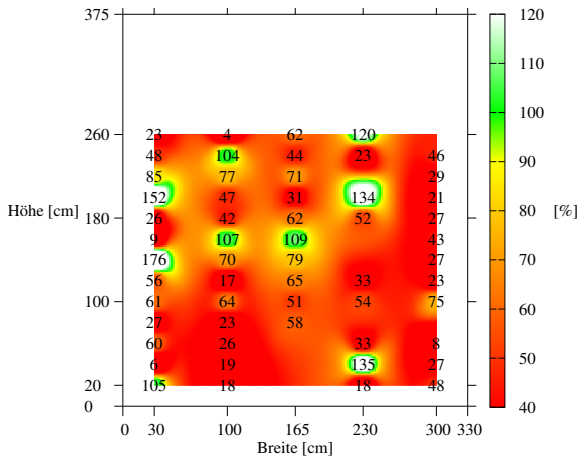


Abbildung D.5: Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung

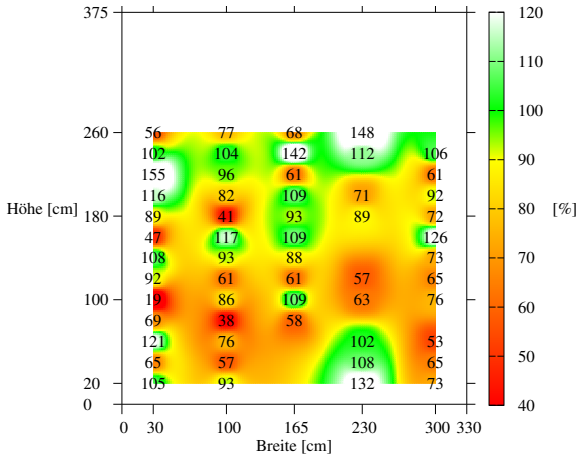


Abbildung D.6: Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung vor der Schubrippenaussparung

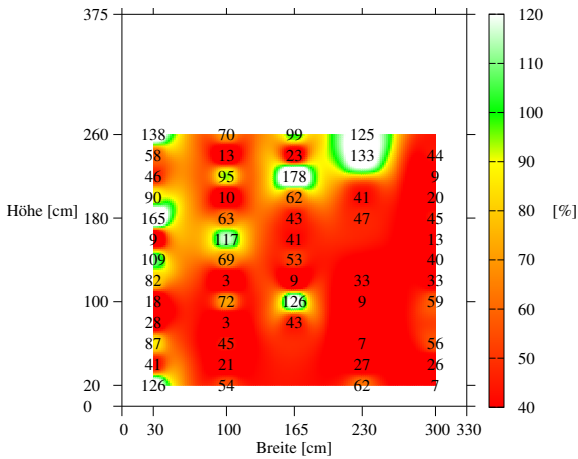


Abbildung D.7: Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung oberhalb der Schubrippenaussparung

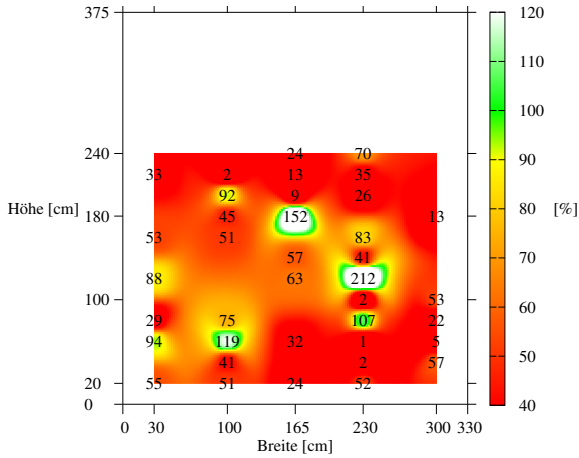


Abbildung D.8: Material B, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung

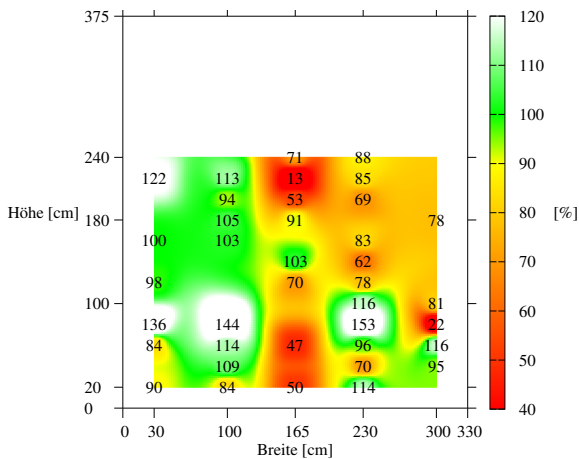


Abbildung D.9: Material B, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung vor der Schubrippenaussparung

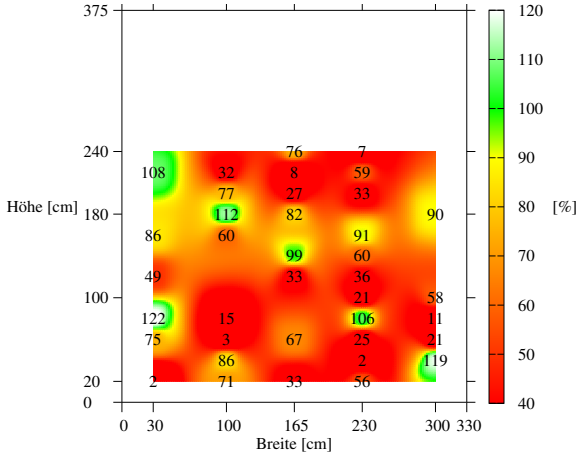


Abbildung D.10: Material B, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung oberhalb der Schubrippenausparung

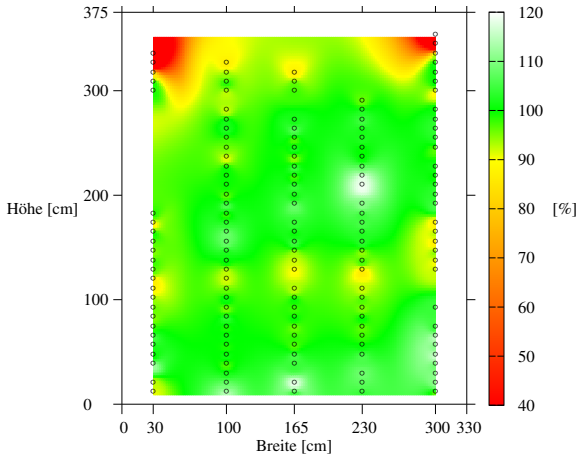


Abbildung D.11: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung im Querschnitt, Kreise kennzeichnen die Messpunkte

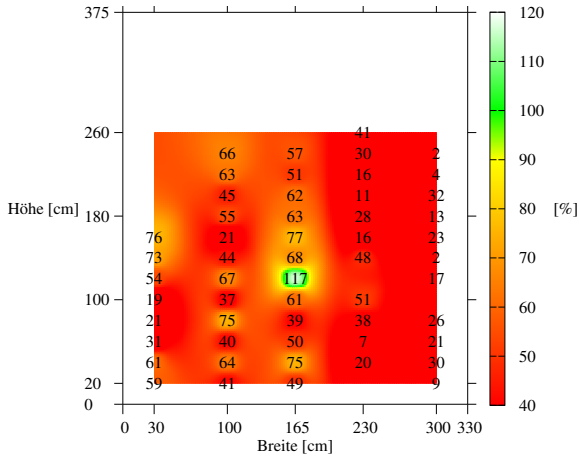


Abbildung D.12: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung

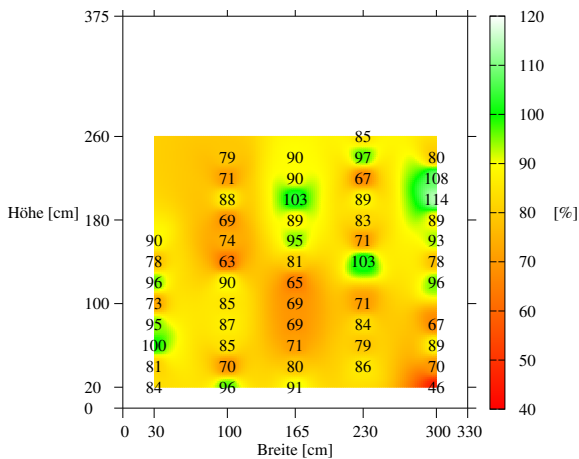


Abbildung D.13: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung vor der Schubrippenaussparung

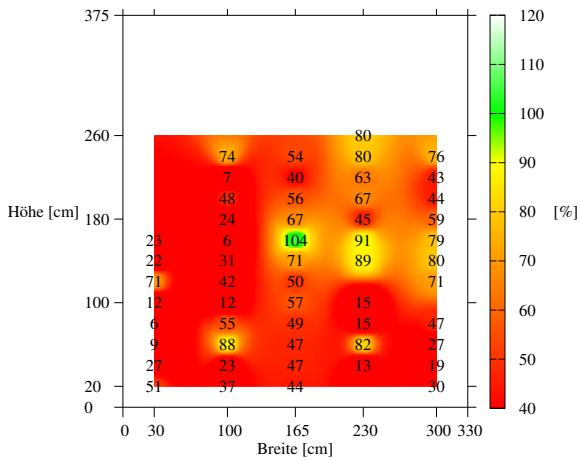


Abbildung D.14: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung oberhalb der Schubrippenaussparung

Anhang E Verfüllversuche

Großversuchsstand

E.1 Planmäßiger Verfüllprozess

E.1.1 Frischmaterialkennwerte

Tabelle E.1: Material A, planmäßiger Verfüllprozess:
Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	24,7 °C	27,8 °C
Frischmaterialtemp.	32,6 °C	35,0 °C
Setzfließmaß	770 mm	850 mm
t_{500} -Zeit	5,0 s	6,4 s
LP-Gehalt	2,9%	3,5%
Rohdichte	2,37 kg/dm ³	2,38 kg/dm ³

Tabelle E.2: Material B, planmäßiger Verfüllprozess:
Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	14,4 °C	15,8 °C
Frischmaterialtemp.	19,7 °C	22,9 °C
Setzfließmaß	930 mm	955 mm
t_{500} -Zeit	3,2 s	4,4 s
LP-Gehalt	0,7%	1,2%
Rohdichte	2,39 kg/dm ³	2,43 kg/dm ³

Tabelle E.3: Material C, planmäßiger Verfüllprozess:
Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	17,5 °C	22,0 °C
Frischmaterialtemp.	27,6 °C	28,8 °C
Setzfließmaß	780 mm	845 mm
t_{500} -Zeit	3,4 s	4,1 s
LP-Gehalt	3,0%	3,7%
Rohdichte	2,45 kg/dm ³	2,48 kg/dm ³

Tabelle E.4: Material D, planmäßiger Verfüllprozess:
Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	19,2 °C	21,1 °C
Frischmaterialtemp.	23,9 °C	26,7 °C
Setzfließmaß	825 mm	880 mm
t_{500} -Zeit	2,7 s	3,6 s
LP-Gehalt	3,0%	5,0%
Rohdichte	2,26 kg/dm ³	2,29 kg/dm ³

Tabelle E.5: Material E, planmäßiger Verfüllprozess:
Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	19,8 °C	20,8 °C
Frischmaterialtemp.	31,6 °C	32,8 °C
Setzfließmaß	830 mm	860 mm
t_{500} -Zeit	3,0 s	4,9 s
LP-Gehalt	2,3%	3,2%
Rohdichte	2,31 kg/dm ³	2,36 kg/dm ³

E.1.2 Thermogramme

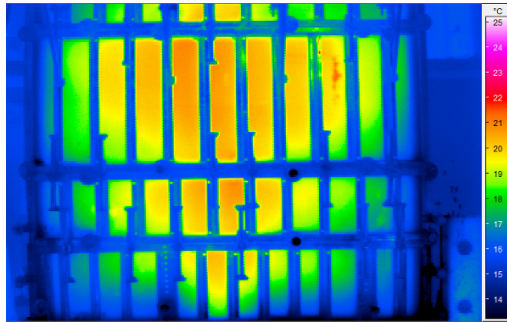


Abbildung E.1: Material B, planmäßiger Verfüllprozess: Thermogramm des Verfüllversuchs nach Ende des Verfüllprozesses

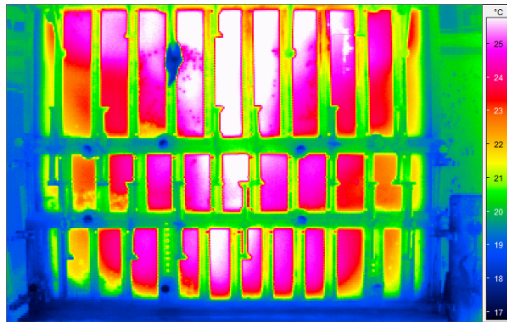


Abbildung E.2: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: Thermogramm des Verfüllversuchs nach Ende des Verfüllprozesses

E.1.3 Schalungsdruck

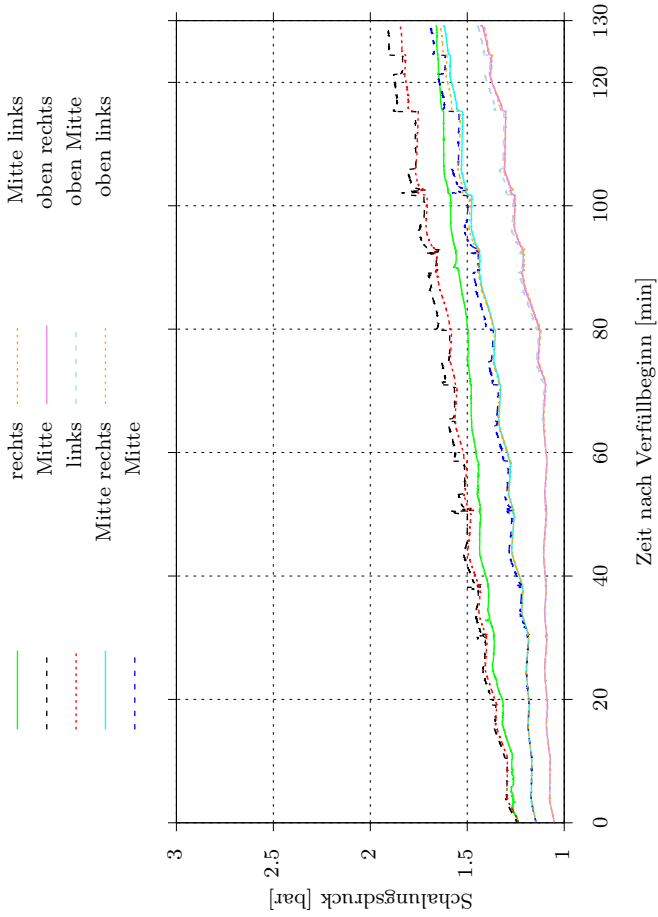


Abbildung E.3: Material A, planmäßiger Verfüllprozess: Druckverteilung innerhalb der Schalung

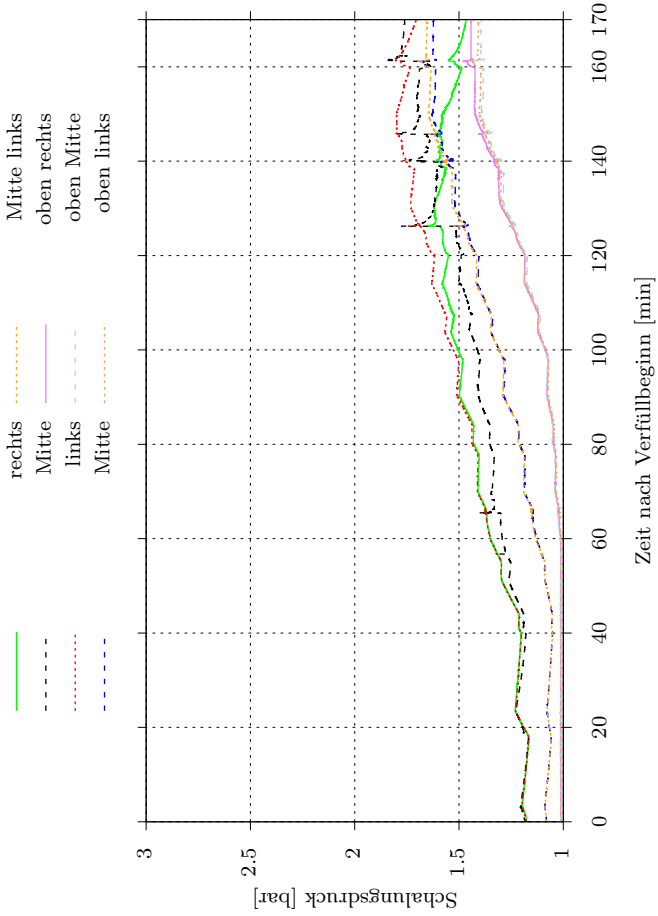


Abbildung E.4: Material B, planmäßiger Verfüllprozess: Druckverteilung innerhalb der Schalung

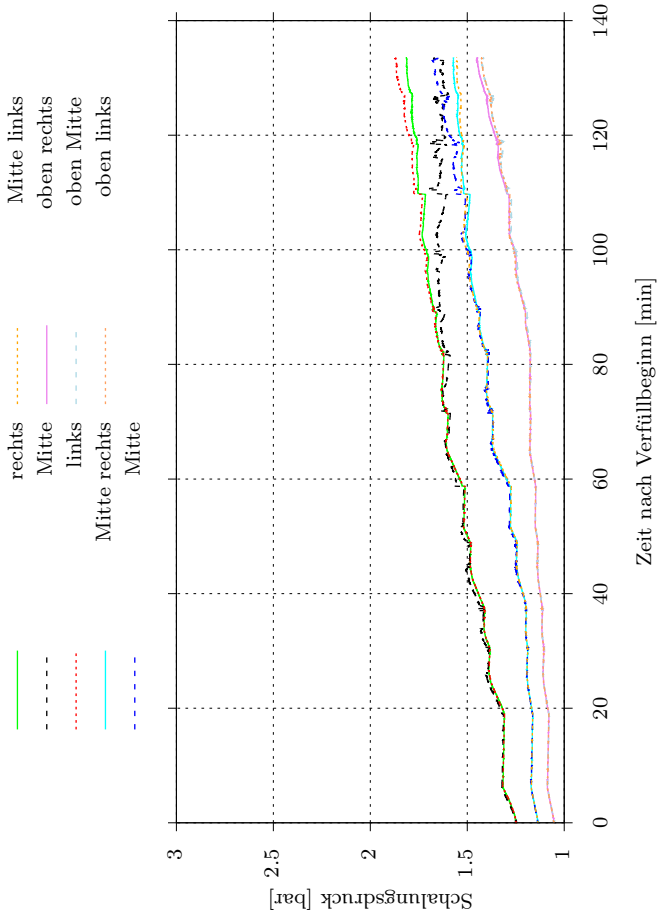


Abbildung E.5: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: Druckverteilung innerhalb der Schalung

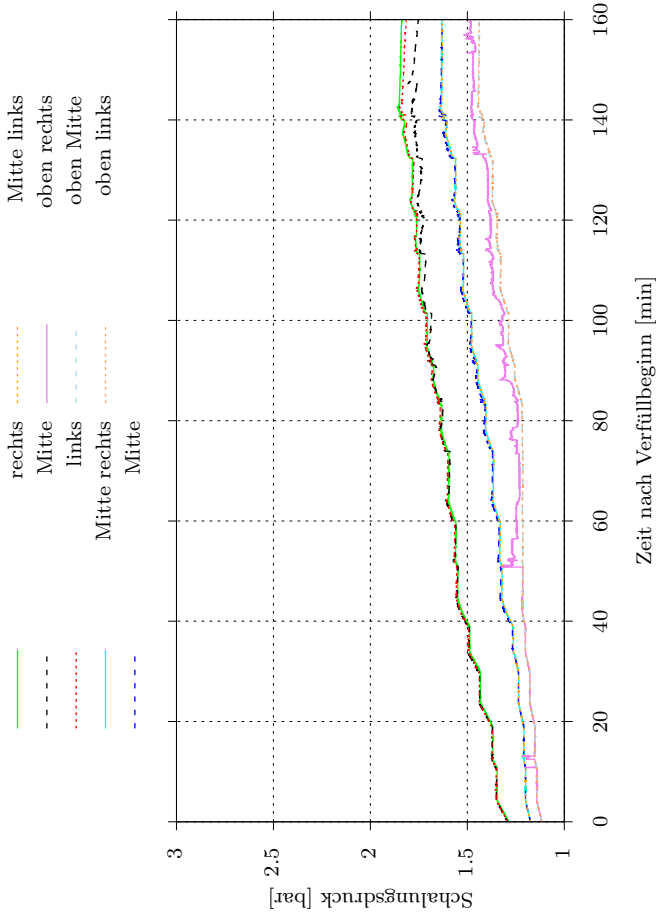


Abbildung E.6: Material D, planmäßiger Verfüllprozess: Druckverteilung innerhalb der Schalung

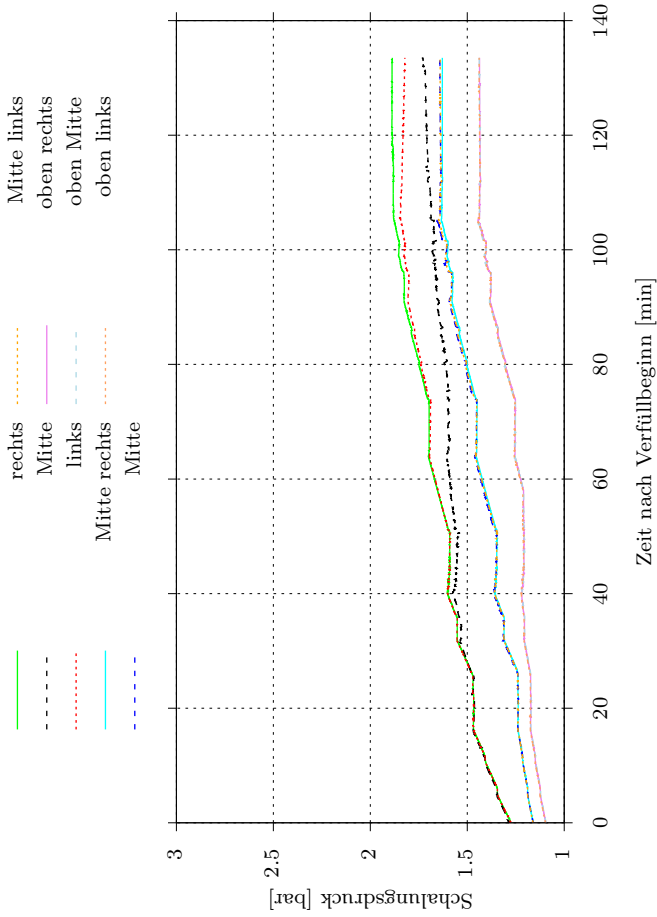


Abbildung E.7: Material E, planmäßiger Verfüllprozess: Druckverteilung innerhalb der Schalung

E.1.4 Temperaturverteilung

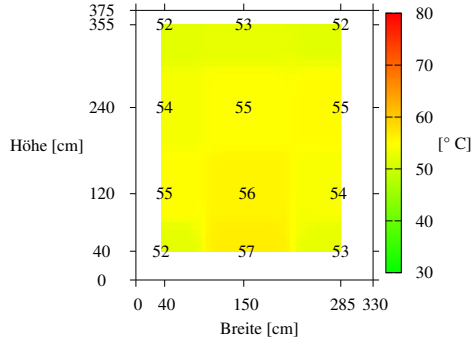


Abbildung E.8: Material A, planmäßiger Verfüllprozess: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung

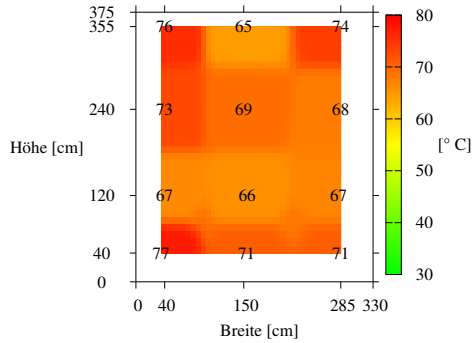


Abbildung E.9: Material C, planmäßiger Verfüllprozess: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung

E.2 Begleituntersuchungen

Nach Abschluss der Großversuche wurde mit dem Grout-Material des jeweiligen Versuchs und mit der Maschinenteknik des Großversuchsstands die Laborversuchsschalung planmäßig verfüllt. Die Basis für die relativen Festigkeiten ist jeweils ein Prismensatz mit einem Prüfalter von 7 Tagen. In Tabelle E.6 sind diese Werte aufgelistet. Analog zu den Verfüllversuchen der Voruntersuchungen wurden die Bauteile bearbeitet und geprüft.

Tabelle E.6: Festmaterialkennwerte der Referenzprobekörper der Begleituntersuchungen zu den Großversuchen

Material	Druckfestigkeit ^a nach 7 Tagen [N/mm ²]	Druckfestigkeit ^a nach 28 Tagen [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit ^a nach 7 Tagen [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit ^a nach 28 Tagen [N/mm ²]	maximale Bauteil- temperatur [°C]
A	118,5	123,1	16,00	18,98	40,7
B	120,4	136,6	13,10	17,90	28,5
C	107,5	-	15,69	-	43,5
D	88,8	111,5	10,15	12,86	32,5
E	51,4	115,3	13,31	11,10	44,6

^a Mittelwert der Festigkeit anhand eines Prismensatzes

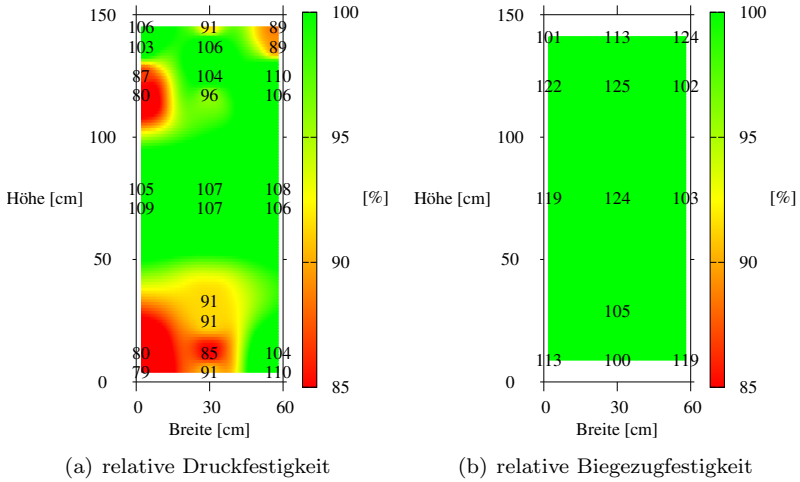


Abbildung E.10: Material A, Begleitversuch zum Großversuch in Abschnitt 8.3.1

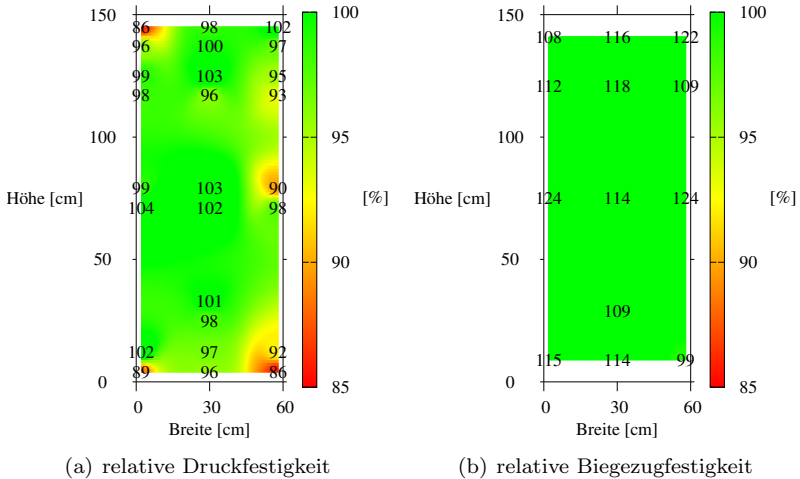


Abbildung E.11: Material B, Begleitversuch zum Großversuch in Abschnitt 8.3.2

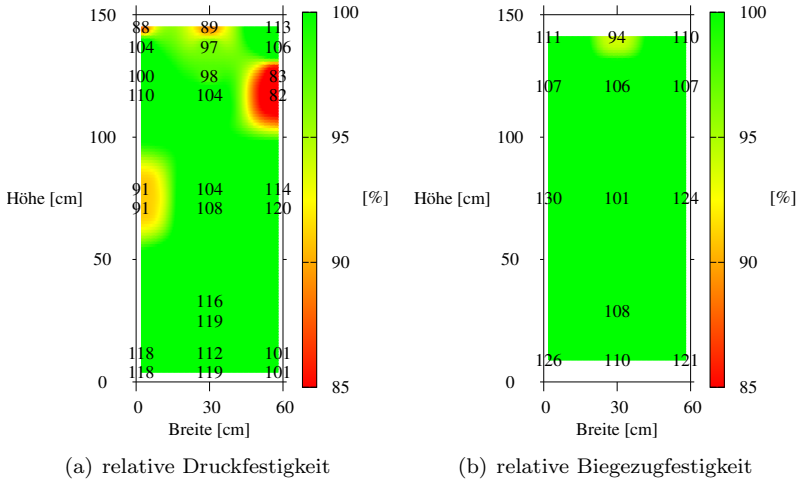


Abbildung E.12: Material C, Begleitversuch zum Großversuch in Abschnitt 8.5.3

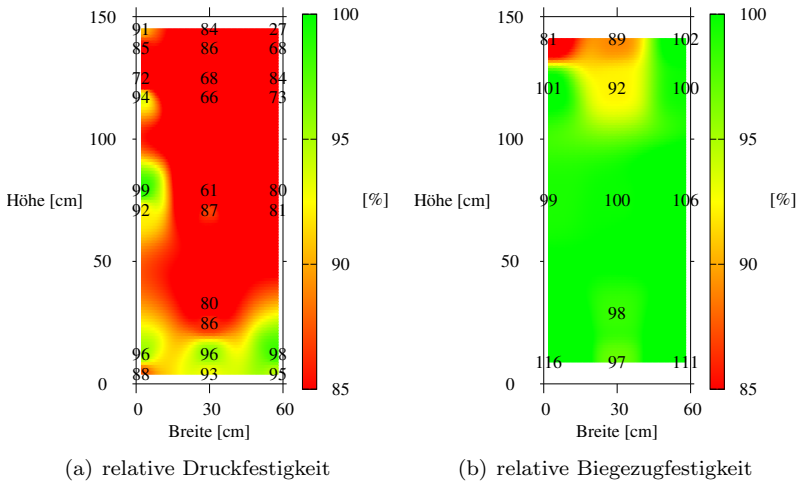


Abbildung E.13: Material D, Begleitversuch zum Großversuch in Abschnitt 8.3.4

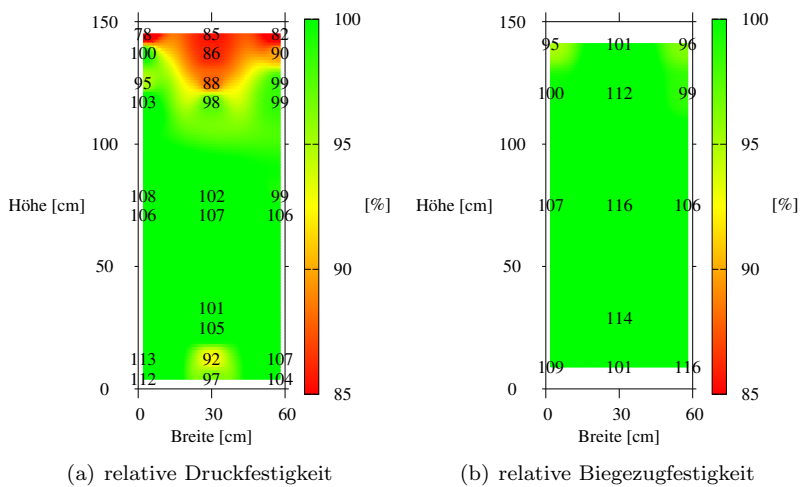


Abbildung E.14: Material E, Begleitversuch zum Großversuch in Abschnitt 8.3.5

E.3 Störfall 4

E.3.1 Frischmaterialkennwerte

Tabelle E.7: Material A, SF 4: Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	17,2 °C	18,7 °C
Frischmaterialtemp.	23,7 °C	27,7 °C
Setzfließmaß	745 mm	790 mm
t_{500} -Zeit	4,9 s	7,8 s
LP-Gehalt	3,4%	4,4%
Rohdichte	2,38 kg/dm ³	2,40 kg/dm ³

Tabelle E.8: Material B, SF 4: Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	19,6 °C	21,1 °C
Frischmaterialtemp.	23,7 °C	27,7 °C
Setzfließmaß	960 mm	1000 mm
t_{500} -Zeit	3,0 s	3,7 s
LP-Gehalt	0,8%	1,3%
Rohdichte	2,39 kg/dm ³	2,40 kg/dm ³

Tabelle E.9: Material C, SF 4: Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	18,9 °C	21,3 °C
Frischmaterialtemp.	27,8 °C	30,9 °C
Setzfließmaß	775 mm	950 mm
t_{500} -Zeit	2,4 s	5,01 s
LP-Gehalt	2,0%	4,0%
Rohdichte	2,45 kg/dm ³	2,48 kg/dm ³

E.3.2 Schalungsdruck

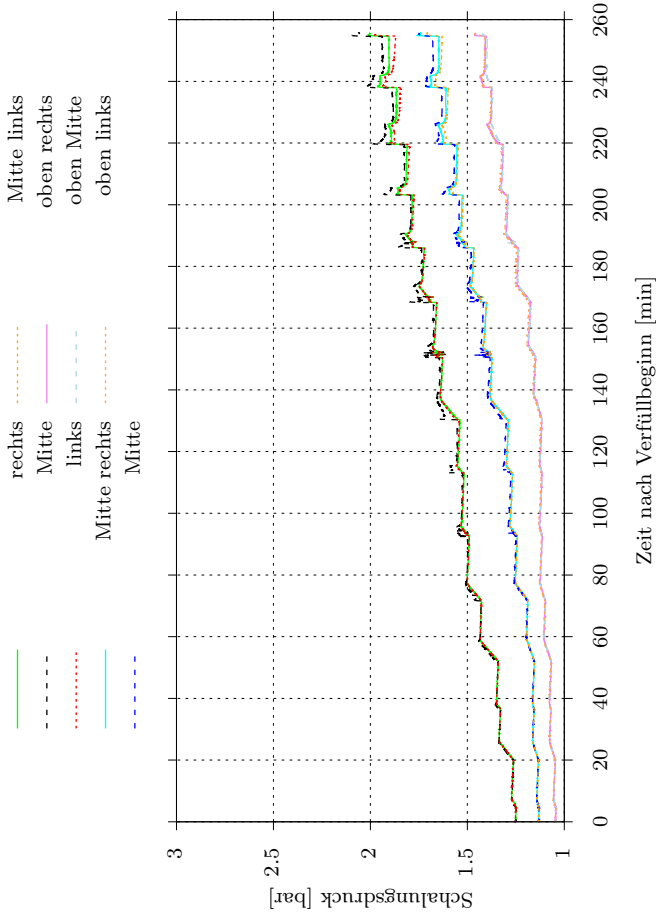


Abbildung E.15: Material A, SF 4: Druckverteilung innerhalb der Schalung

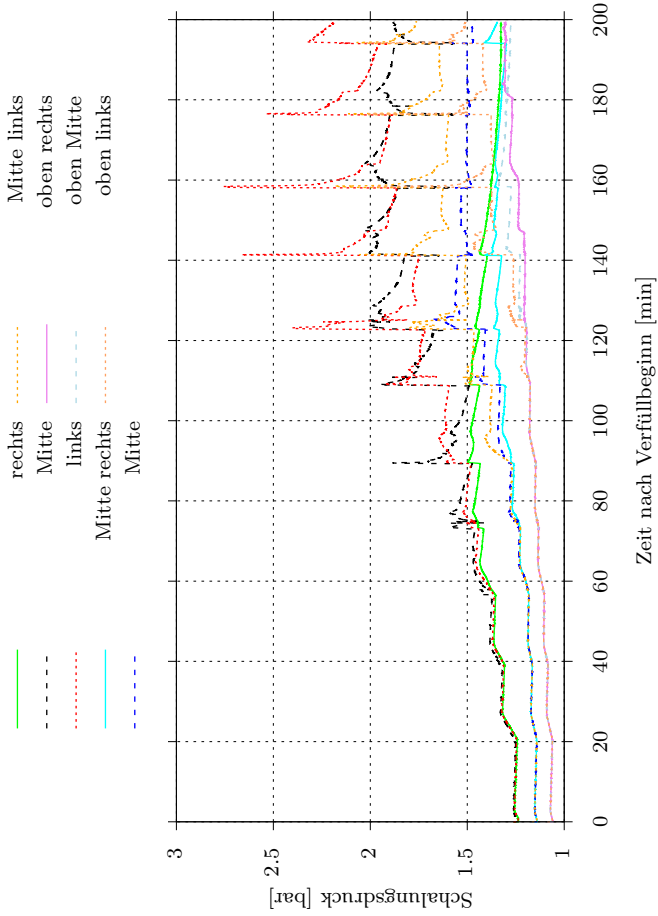


Abbildung E.16: Material B, SF 4: Druckverteilung innerhalb der Schalung

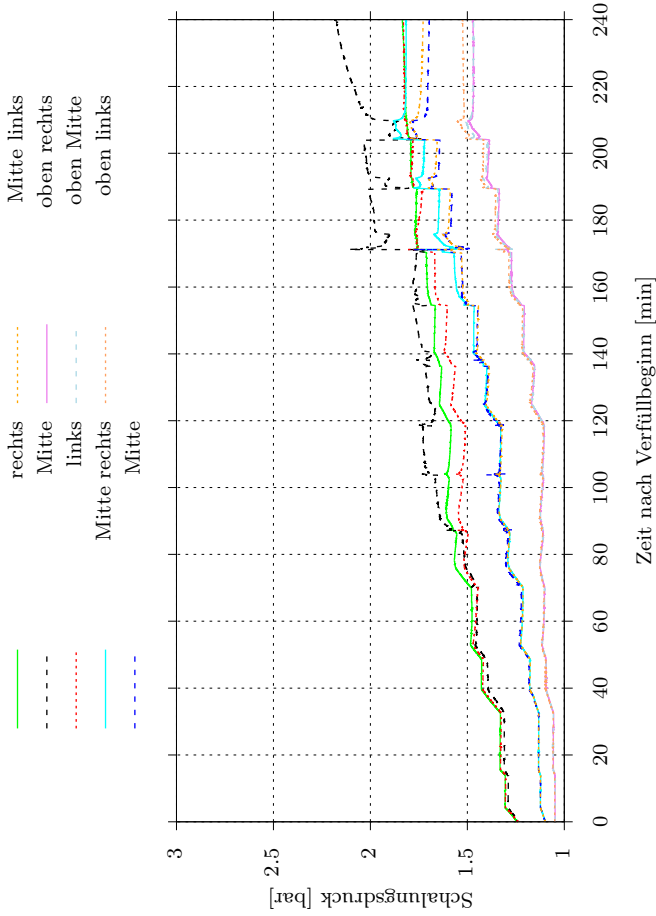


Abbildung E.17: Material C, SF 4: Druckverteilung innerhalb der Schalung

E.3.3 Temperaturverteilung

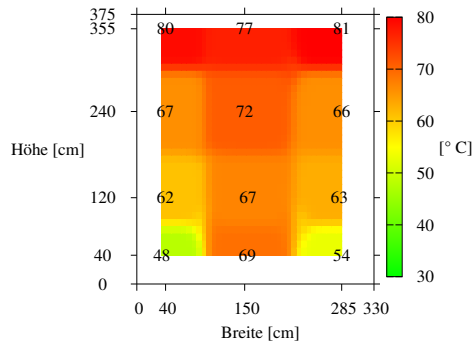


Abbildung E.18: Material C, SF 4: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung

E.3.4 Druckfestigkeitsverteilung

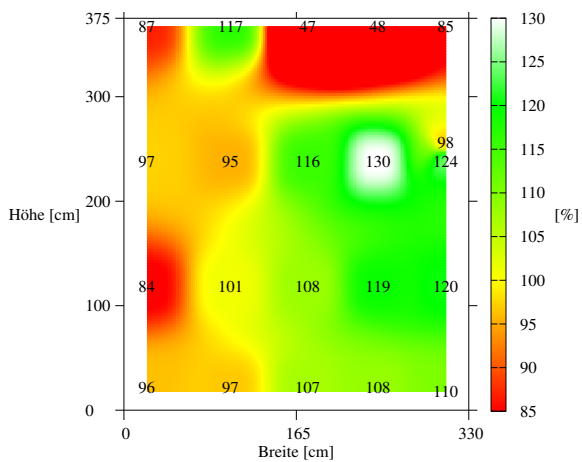


Abbildung E.19: Material C, SF 4: Verteilung der relativen Druckfestigkeiten nach 28 Tagen

E.4 Störfall 5

E.4.1 Frischmaterialkennwerte

Tabelle E.10: Material A, SF 5: Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	18,4 °C	20,0 °C
Frischmaterialtemp.	24,9 °C	28,5 °C
Setzfließmaß	740 mm	790 mm
t_{500} -Zeit	6,6 s	8,9 s
LP-Gehalt	3,6%	4,0%
Rohdichte	2,36 kg/dm ³	2,38 kg/dm ³

Tabelle E.11: Material B, SF 5: Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	14,7 °C	17,9 °C
Frischmaterialtemp.	24,1 °C	29,2 °C
Setzfließmaß	840 mm	900 mm
t_{500} -Zeit	3,9 s	7,6 s
LP-Gehalt	0,9%	1,6%
Rohdichte	2,38 kg/dm ³	2,41 kg/dm ³

Tabelle E.12: Material C, SF 5: Frischmaterialkennwerte

Kennwert	min.	max.
Lufttemperatur	20,1 °C	21,3 °C
Frischmaterialtemp.	30,2 °C	32,2 °C
Setzfließmaß	770 mm	920 mm
t_{500} -Zeit	2,2 s	4,8 s
LP-Gehalt	1,9%	2,8%
Rohdichte	2,44 kg/dm ³	2,46 kg/dm ³

E.4.2 Schalungsdruck

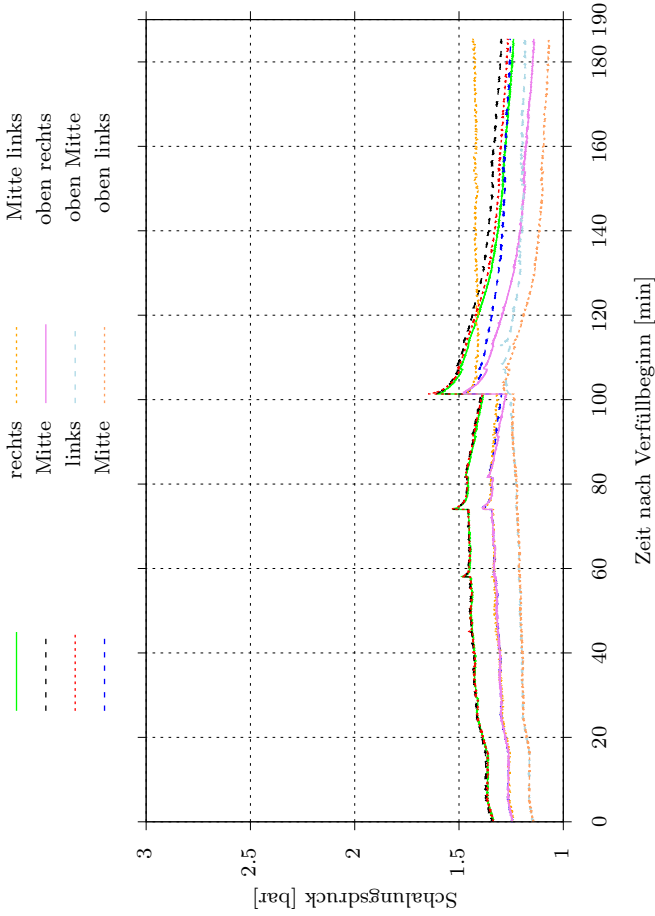


Abbildung E.20: Material A, SF 5: Druckverteilung innerhalb der Schalung

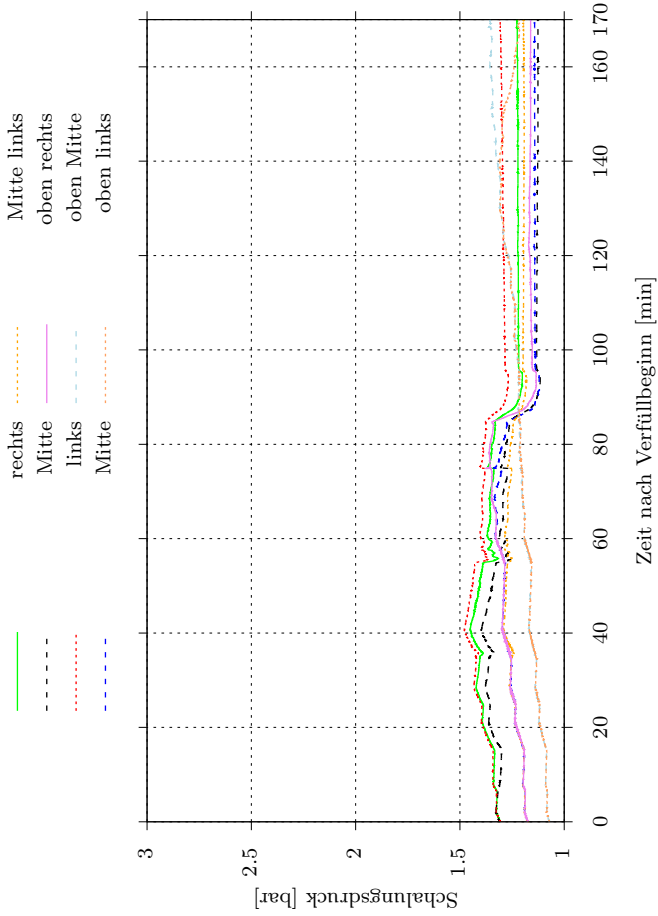


Abbildung E.21: Material B, SF 5: Druckverteilung innerhalb der Schalung

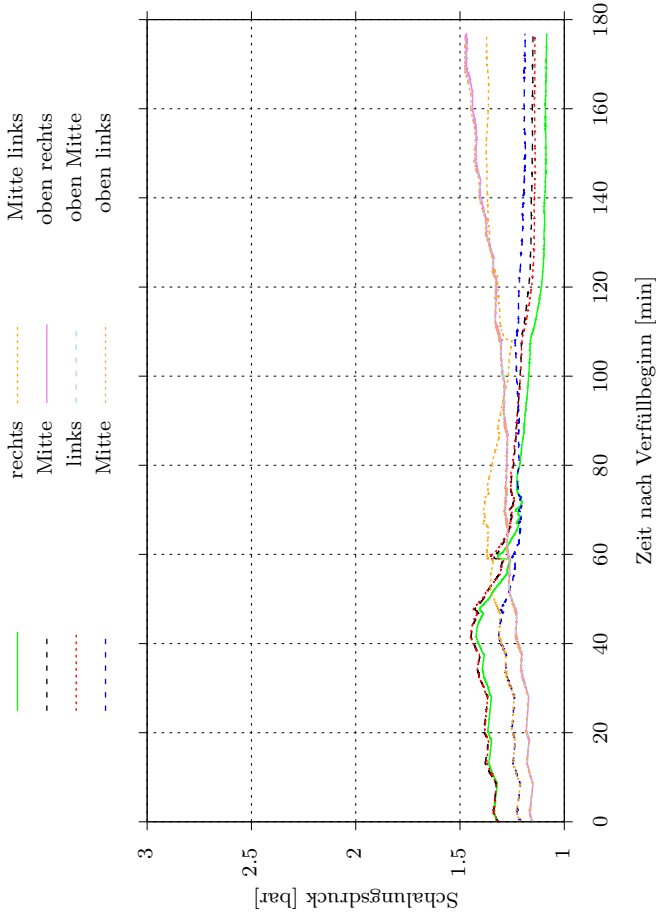


Abbildung E.22: Material C, SF 5: Druckverteilung innerhalb der Schalung

E.4.3 Temperaturverteilung

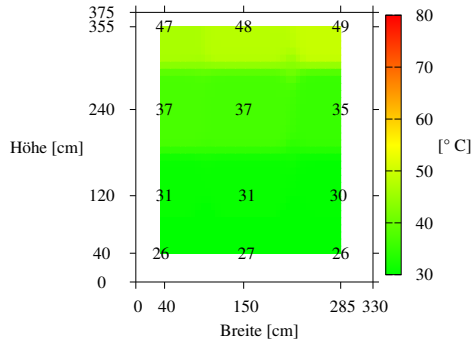


Abbildung E.23: Material A, SF 5: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung

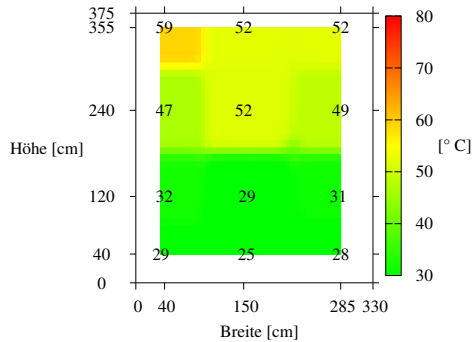


Abbildung E.24: Material B, SF 5: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung

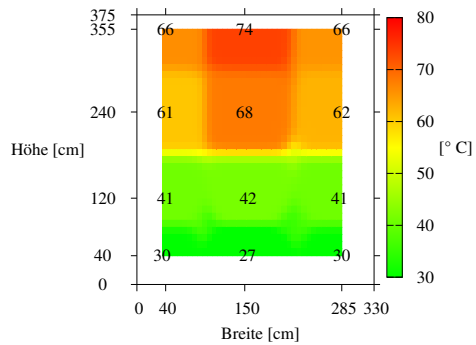


Abbildung E.25: Material C, SF 5: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung

Anhang F Stempelversuche

F.1 Material A

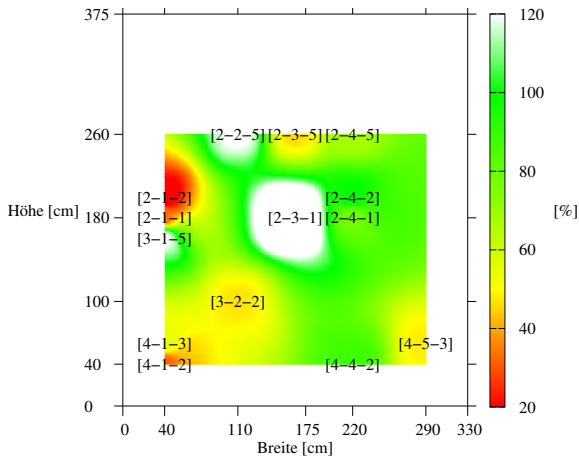


Abbildung F.1: Material A, Entnahmeposition der Probekörper der Stempelprüfungen und prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung

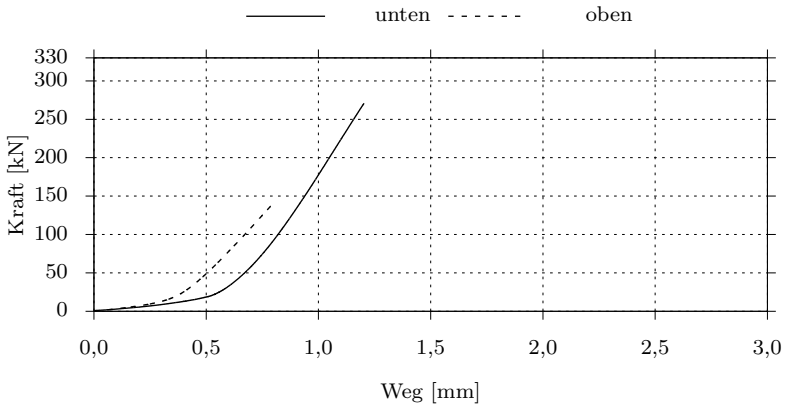


Abbildung F.2: Last-Verformungskurven Material A, Vergleichsprobekörper 1

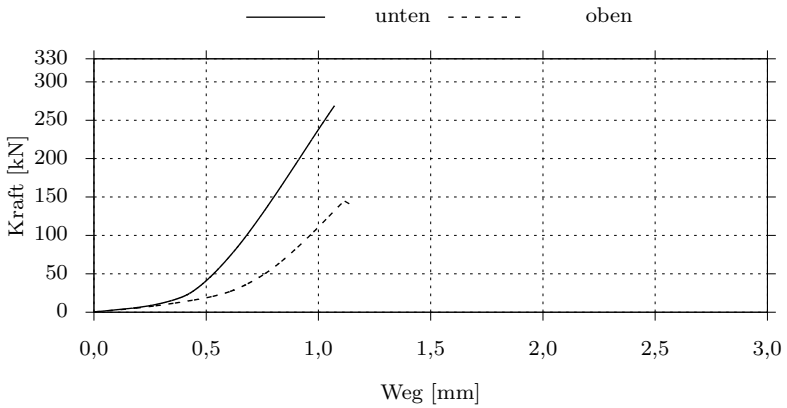


Abbildung F.3: Last-Verformungskurven Material A, Vergleichsprobekörper 2

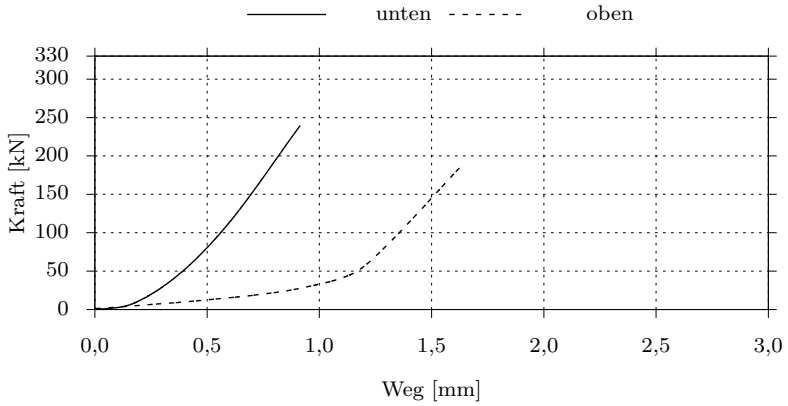


Abbildung F.4: Last-Verformungskurven Material A, Vergleichsprobekörper 3

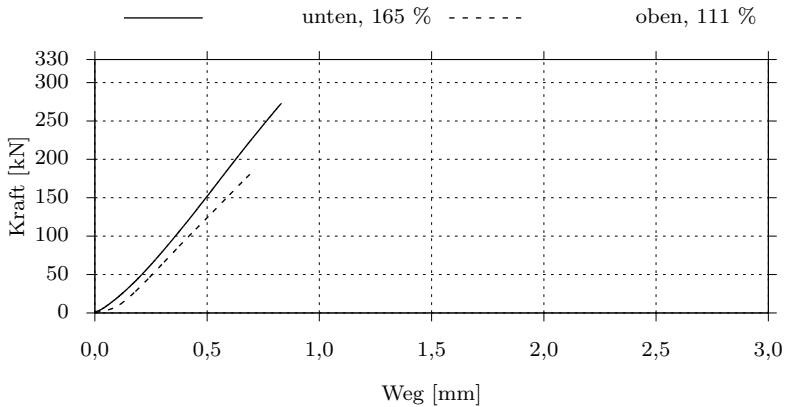


Abbildung F.5: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-3-1

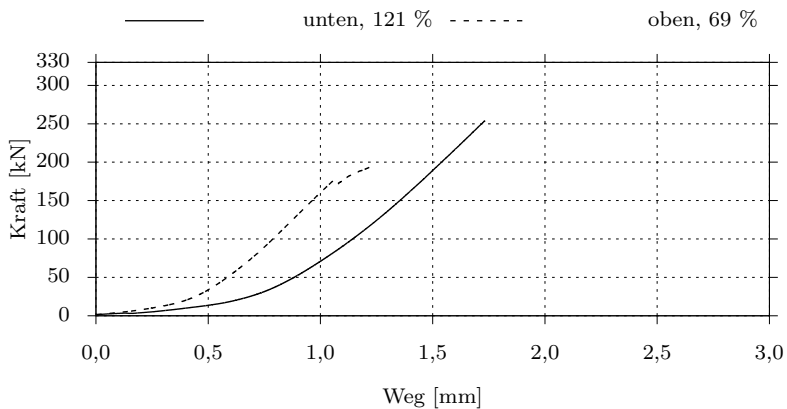


Abbildung F.6: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-2-5

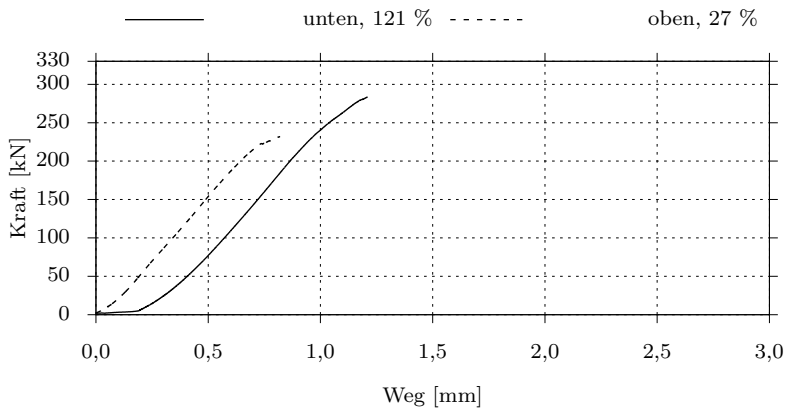


Abbildung F.7: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 3-1-5

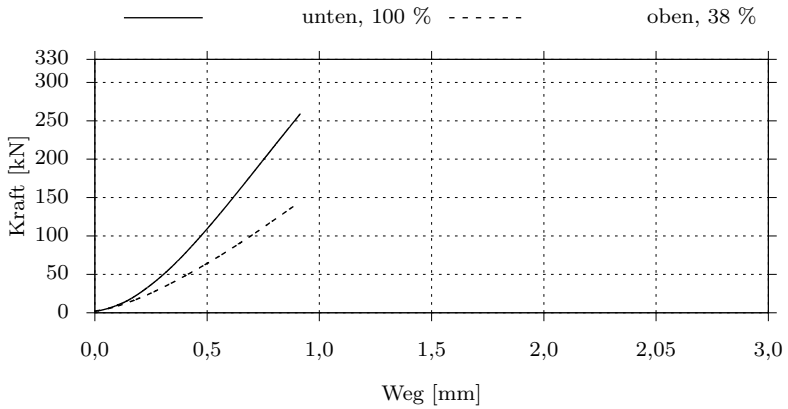


Abbildung F.8: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-4-2

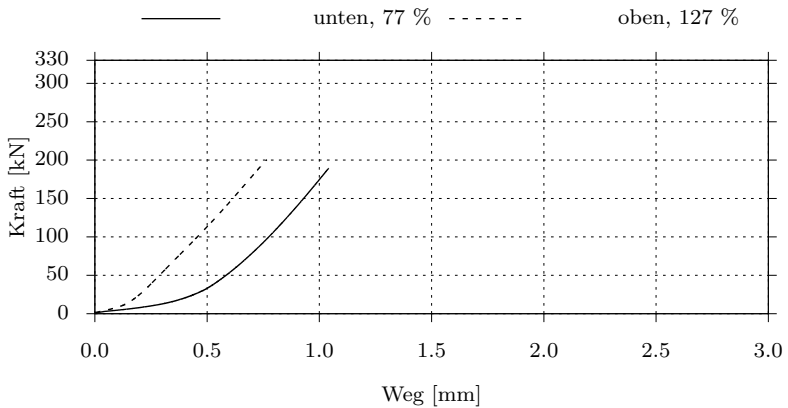


Abbildung F.9: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-4-1

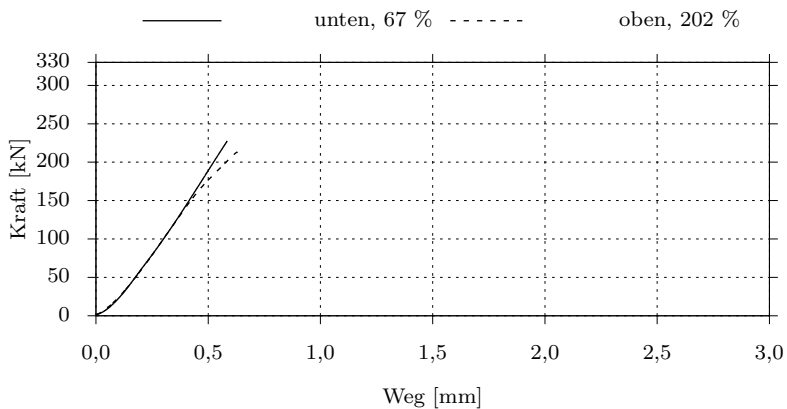


Abbildung F.10: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-4-5

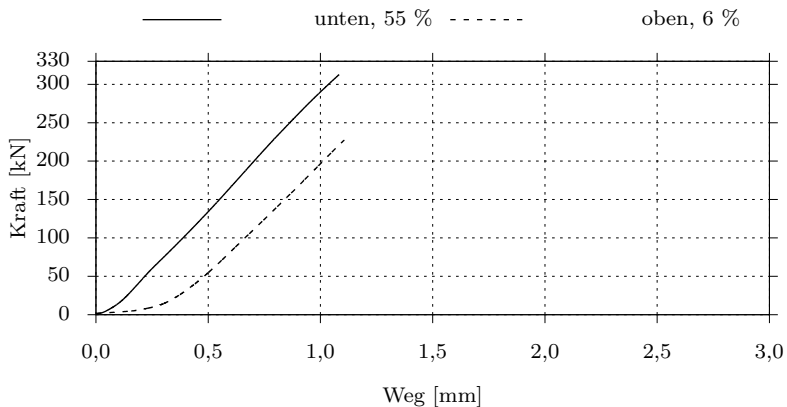


Abbildung F.11: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 4-1-3

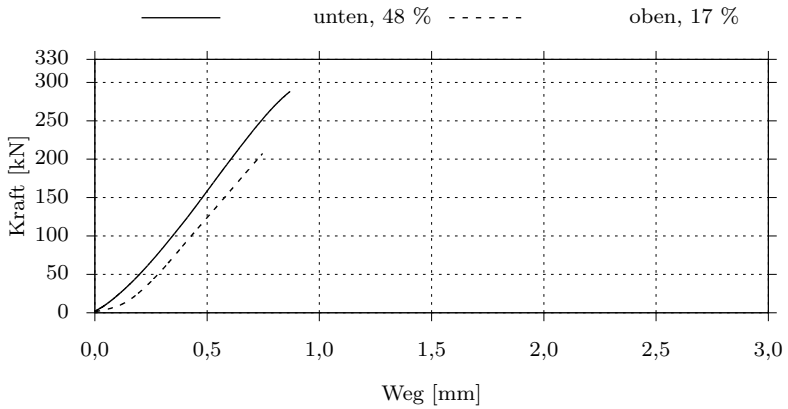


Abbildung F.12: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 4-5-3

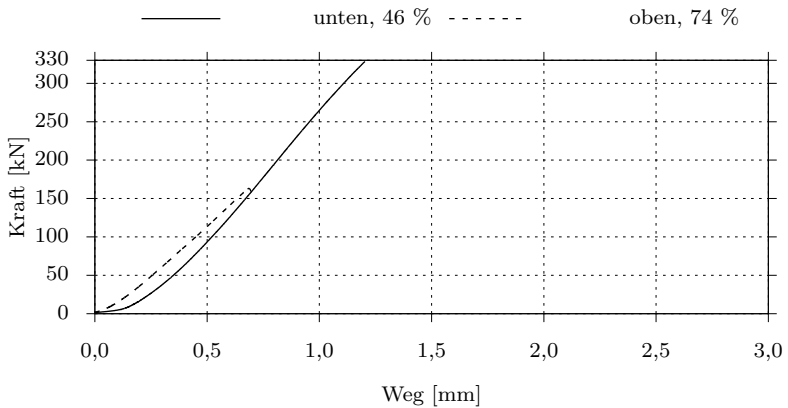


Abbildung F.13: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-3-5

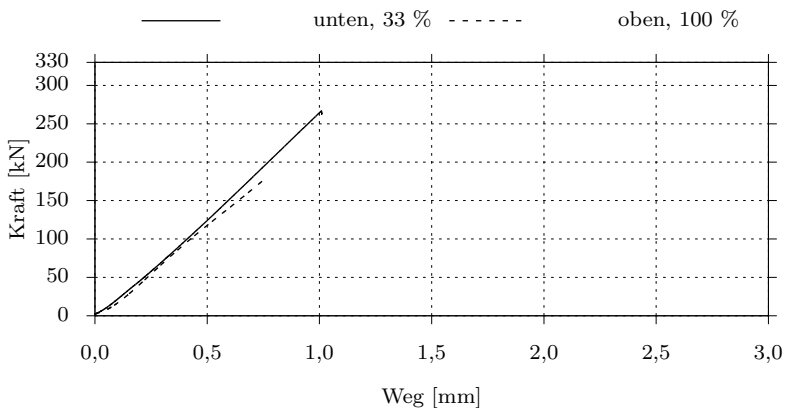


Abbildung F.14: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-1-1

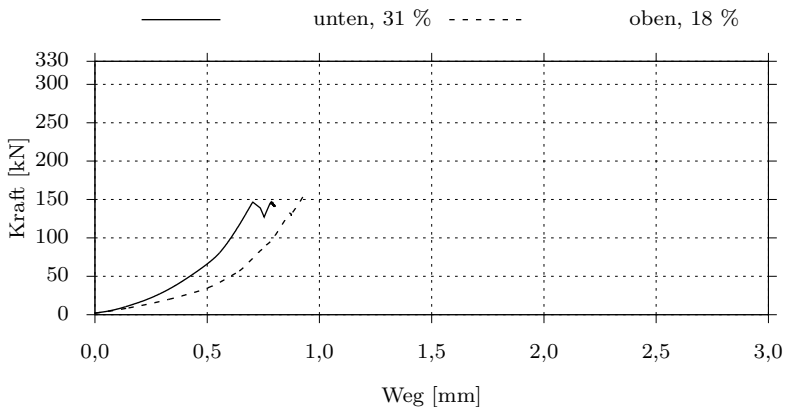


Abbildung F.15: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 4-1-2

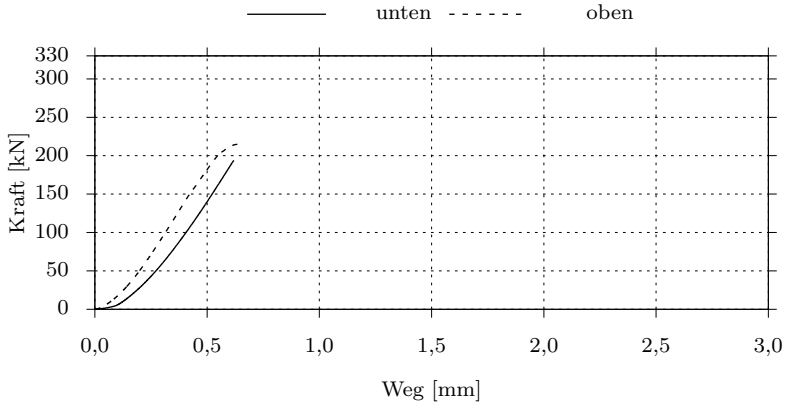


Abbildung F.16: Last-Verformungskurven Material A, Referenzprobekörper 1 ohne Schubrippe

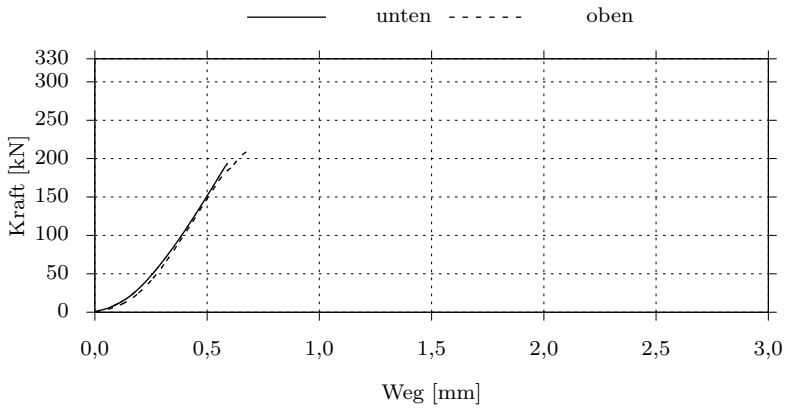


Abbildung F.17: Last-Verformungskurven Material A, Referenzprobekörper 2 ohne Schubrippe

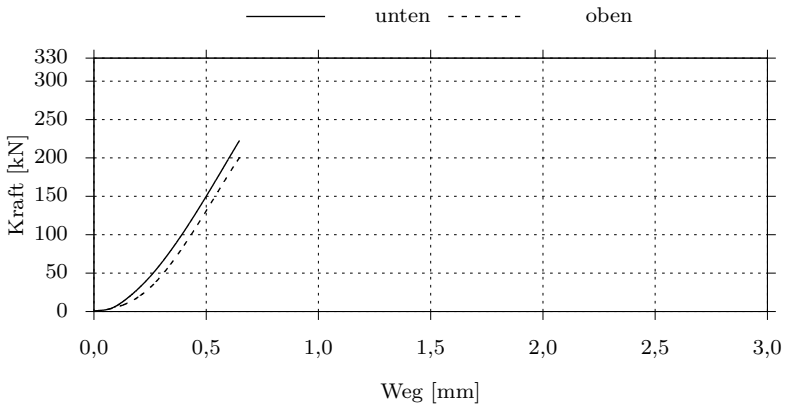


Abbildung F.18: Last-Verformungskurven Material A, Referenzprobekörper 3 ohne Schubrippe

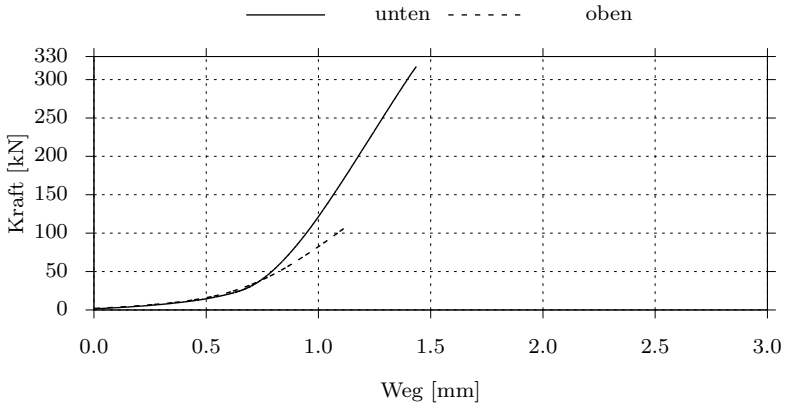


Abbildung F.19: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 1-1

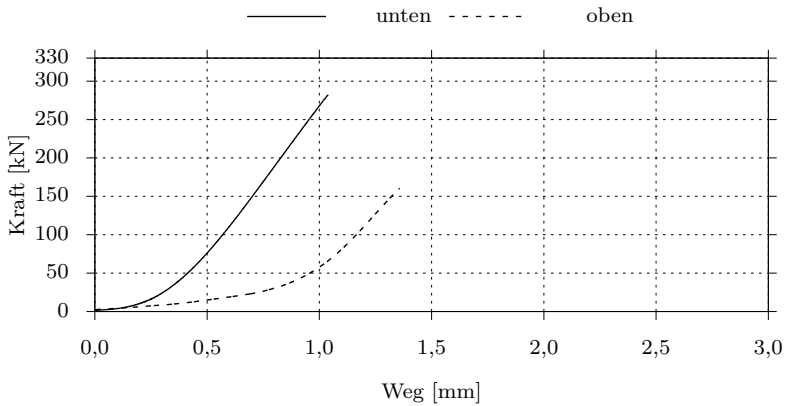


Abbildung F.20: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 3-2 oben

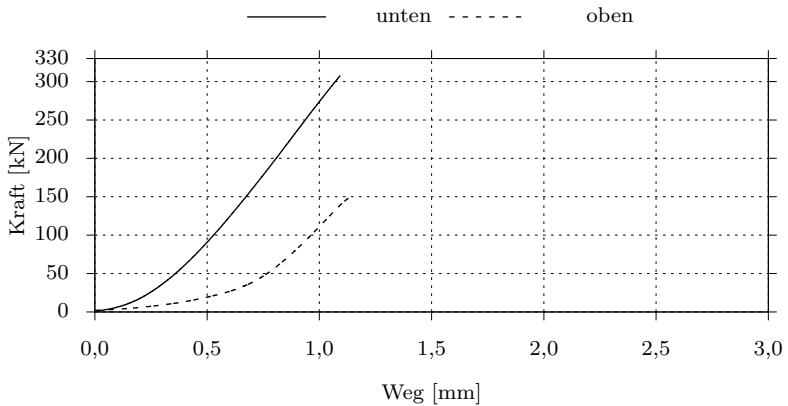


Abbildung F.21: Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 3-2

F.2 Material B

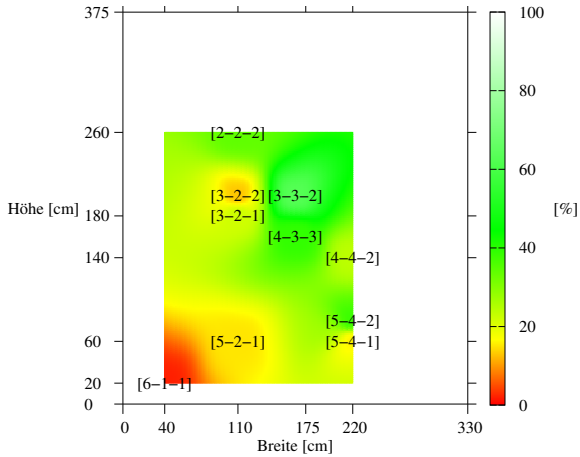


Abbildung F.22: Material B, Entnahmeposition der Probekörper der Stempelprüfungen und prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung

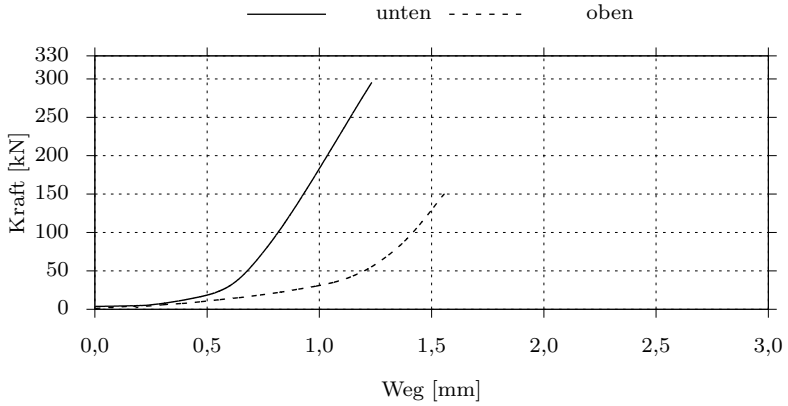


Abbildung F.23: Last-Verformungskurven Material B, Vergleichsprobekörper 1

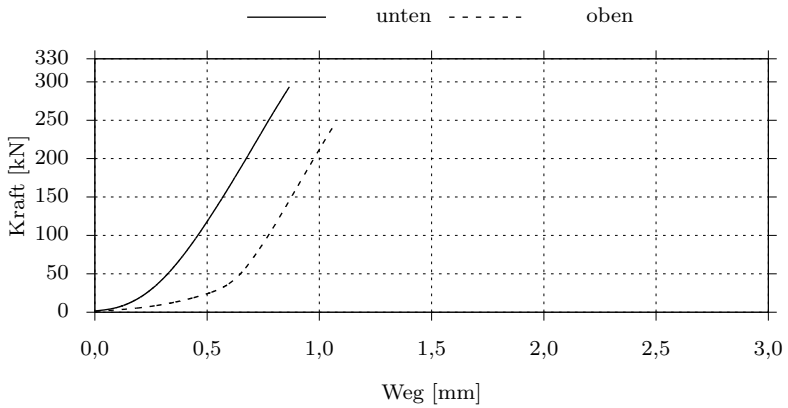


Abbildung F.24: Last-Verformungskurven Material B, Vergleichsprobekörper 2

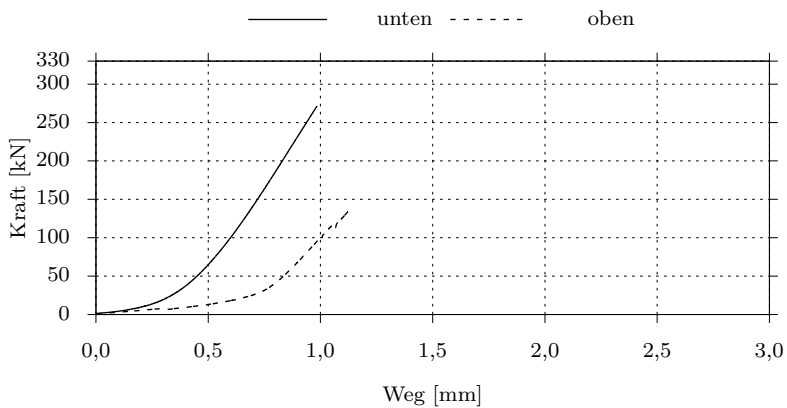


Abbildung F.25: Last-Verformungskurven Material B, Vergleichsprobekörper 3

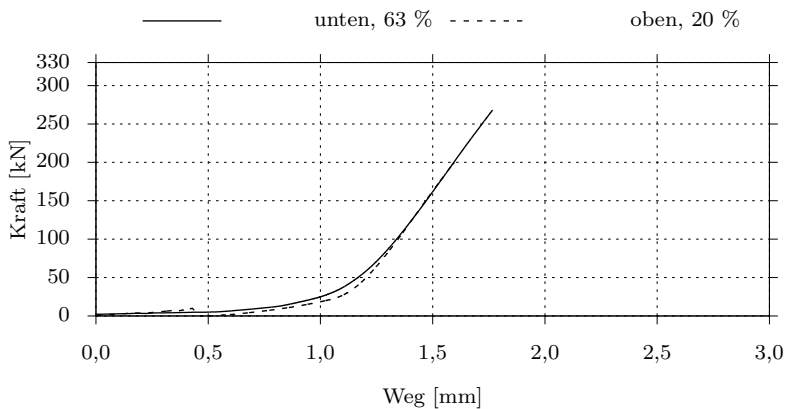


Abbildung F.26: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-3-2

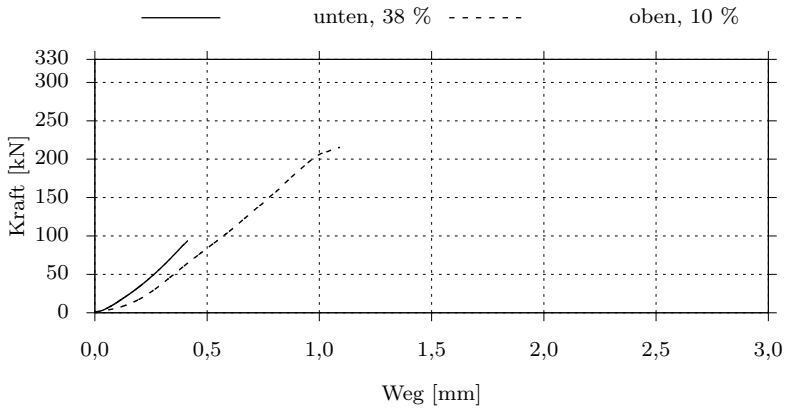


Abbildung F.27: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 5-4-2

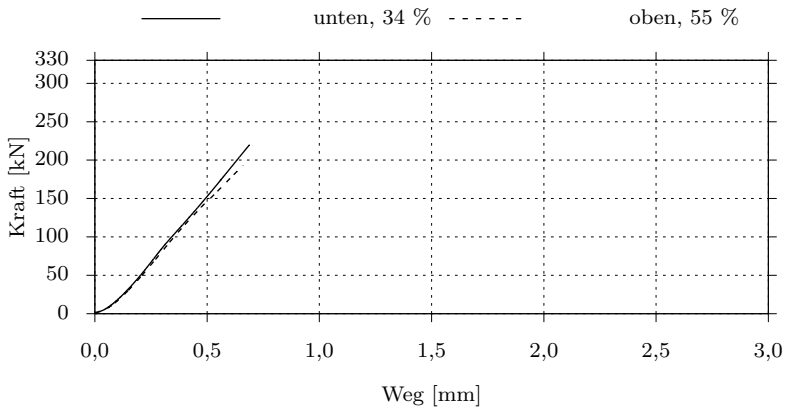


Abbildung F.28: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 2-2-2

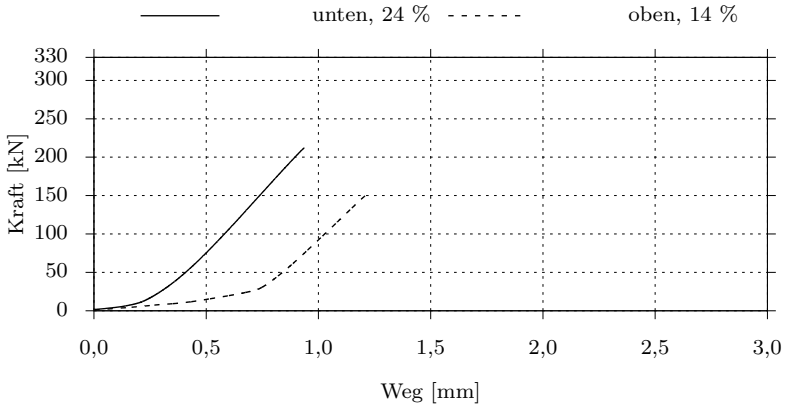


Abbildung F.29: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 4-4-2

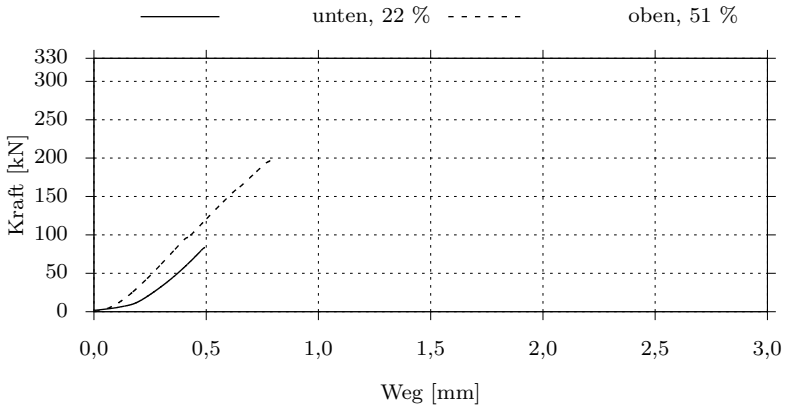


Abbildung F.30: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-2-1

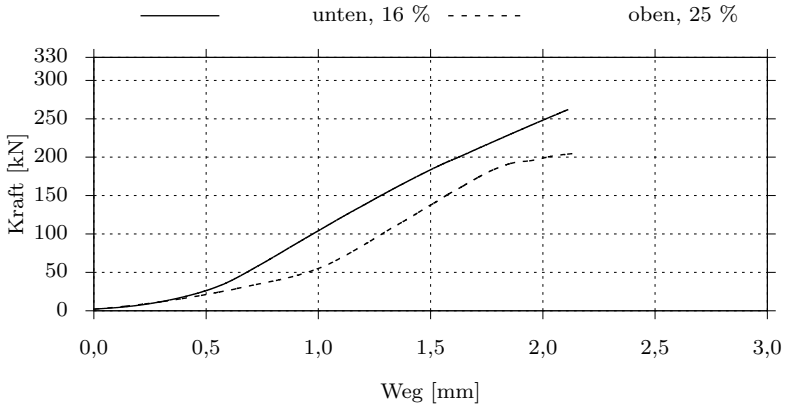


Abbildung F.31: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 5-4-1

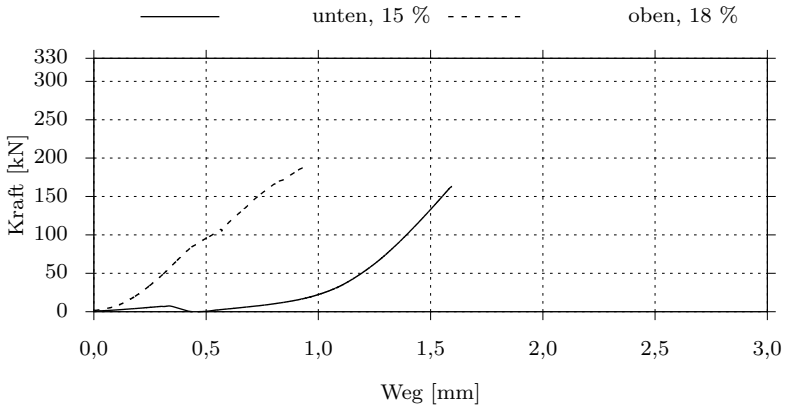


Abbildung F.32: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 5-2-1

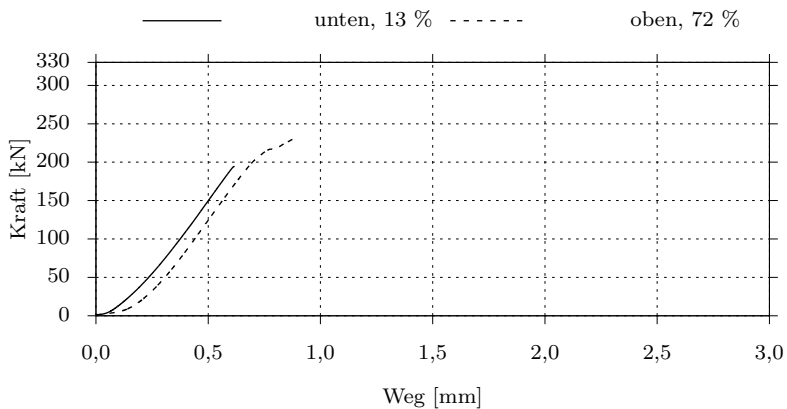


Abbildung F.33: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-2-2

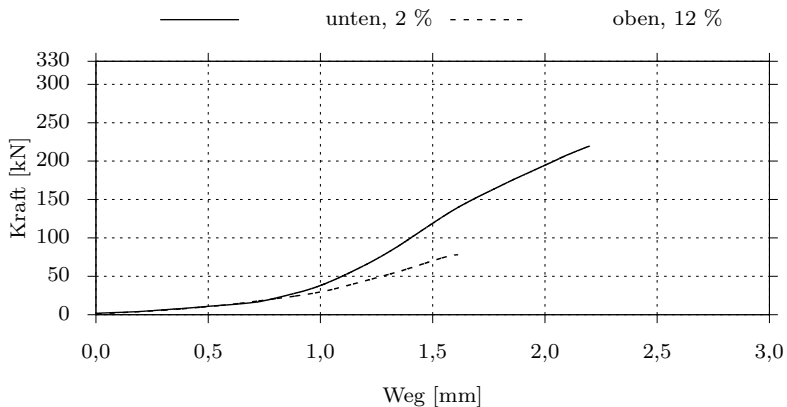


Abbildung F.34: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 6-1-1

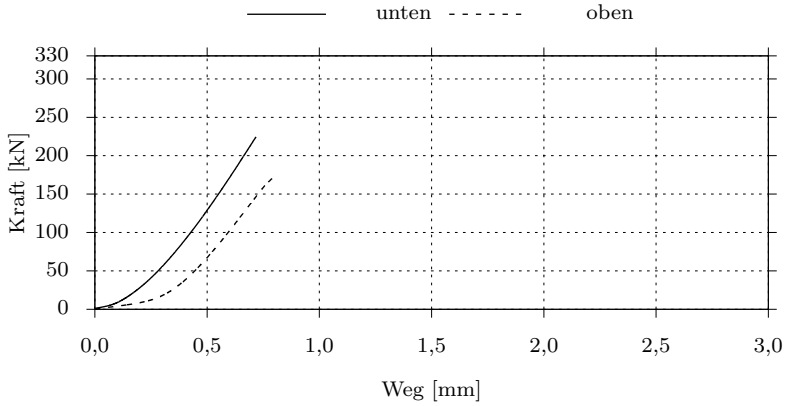


Abbildung F.35: Last-Verformungskurven Material B, Referenzprobekörper 1 ohne Schubrippe

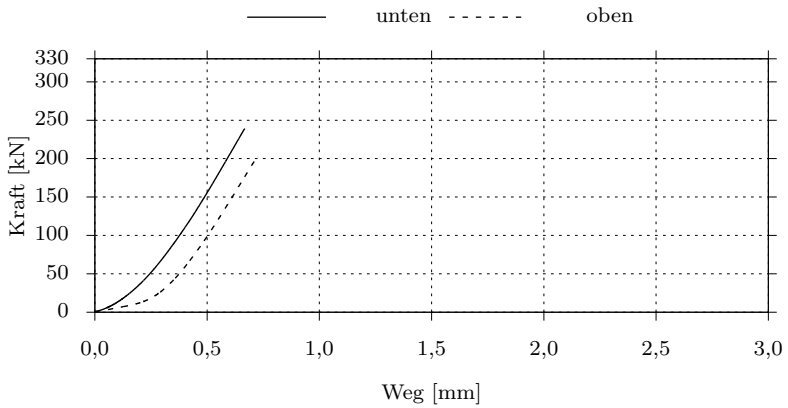


Abbildung F.36: Last-Verformungskurven Material B, Referenzprobekörper 2 ohne Schubrippe

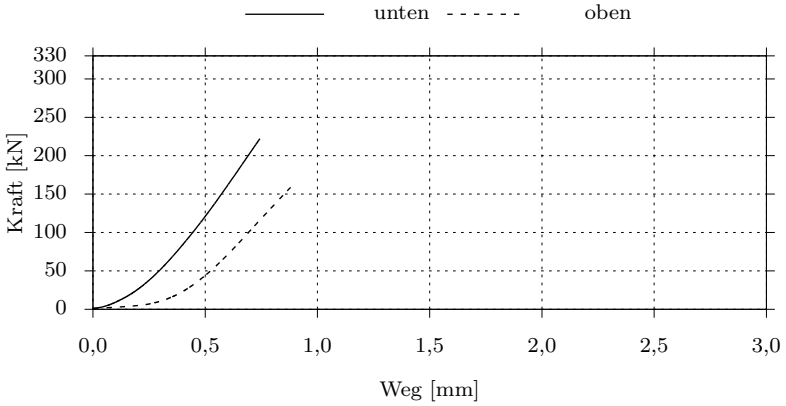


Abbildung F.37: Last-Verformungskurven Material B, Referenzprobekörper 3 ohne Schubrippe

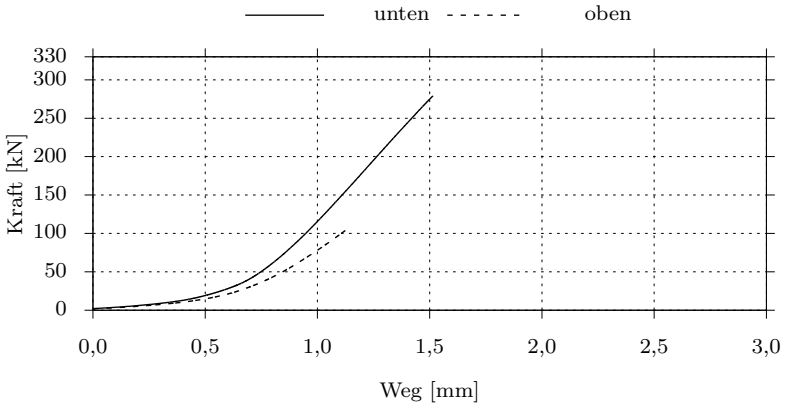


Abbildung F.38: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 1-1 ohne Schubrippe

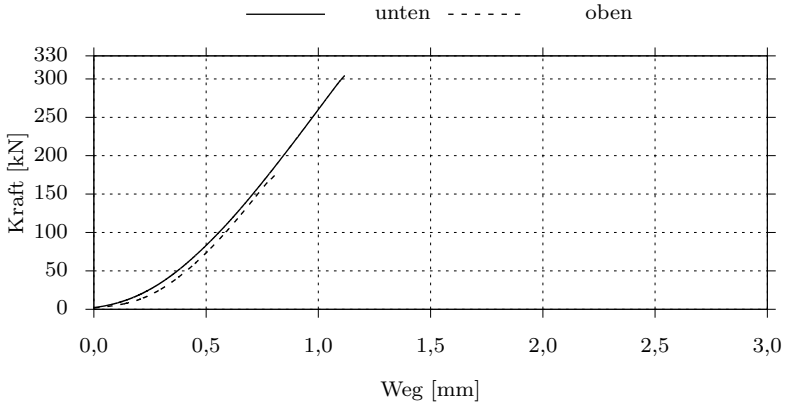


Abbildung F.39: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-3 ohne Schubrippe

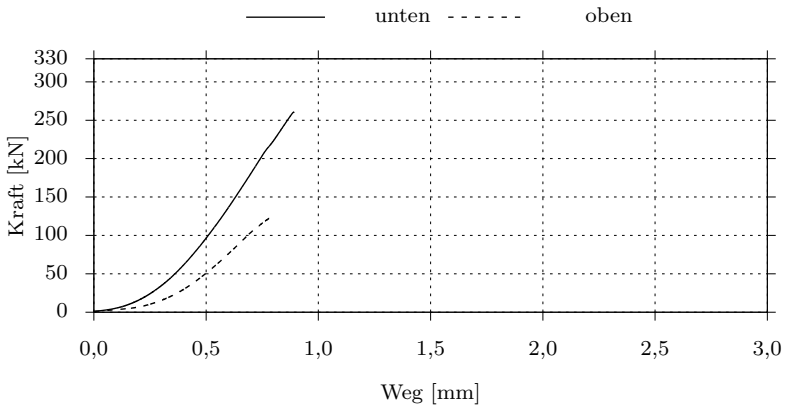


Abbildung F.40: Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 4-3 ohne Schubrippe

F.3 Material C

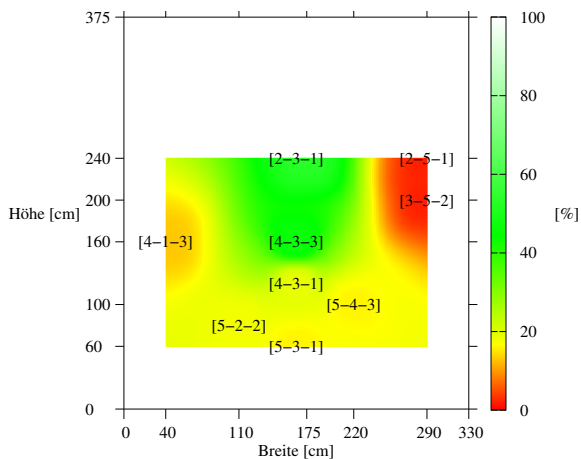


Abbildung F.41: Material C, Entnahmeposition der Probekörper der Stempelprüfungen und prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung

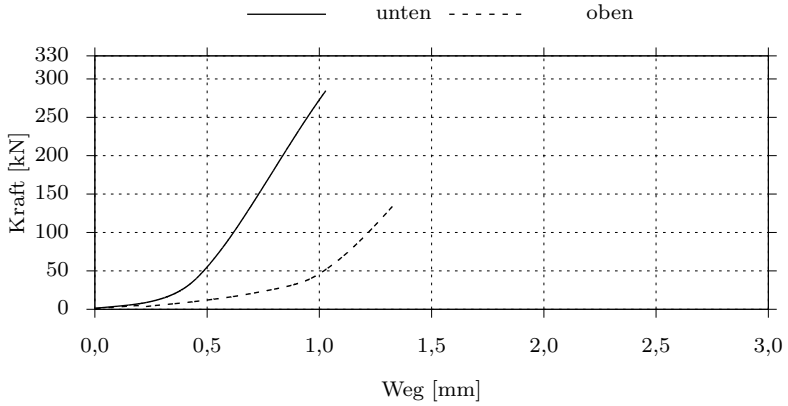


Abbildung F.42: Last-Verformungskurven Material C, Vergleichsprobekörper 1

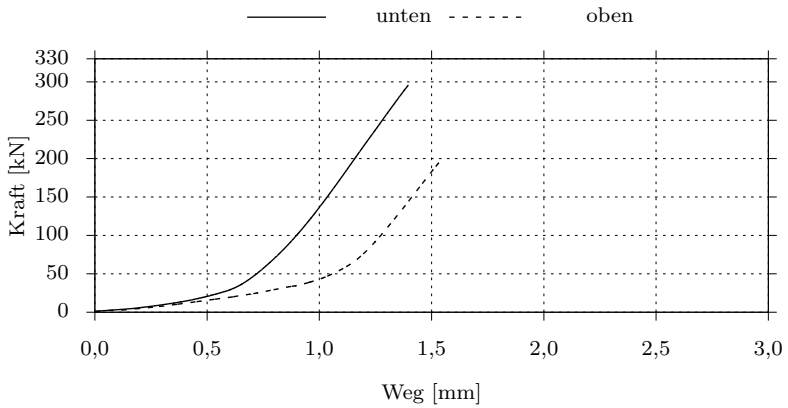


Abbildung F.43: Last-Verformungskurven Material C, Vergleichsprobekörper 2

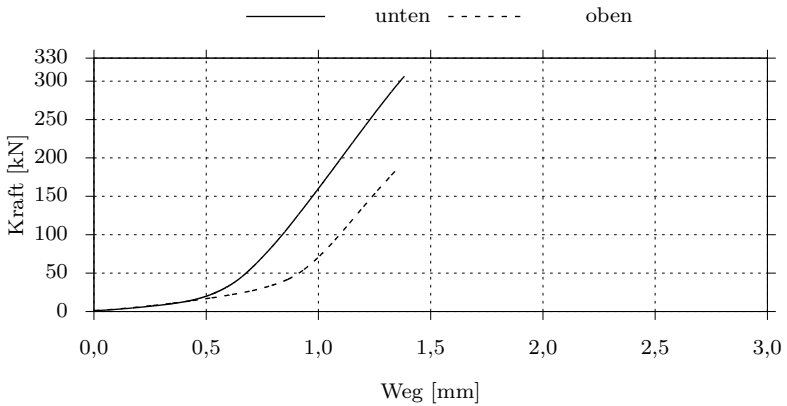


Abbildung F.44: Last-Verformungskurven Material C, Vergleichsprobekörper 3

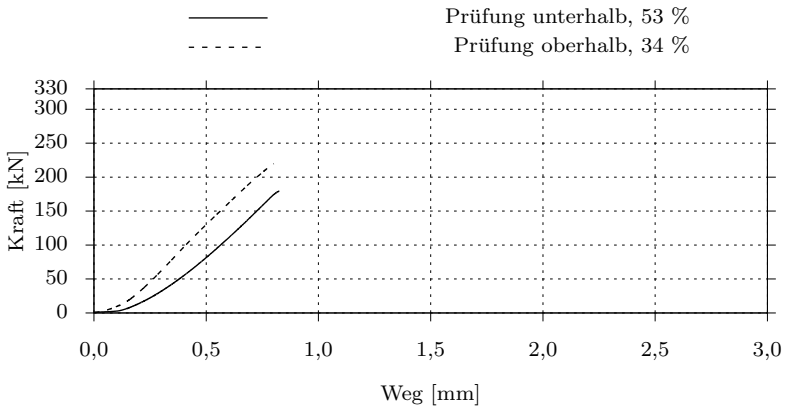


Abbildung F.45: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 2-3-1

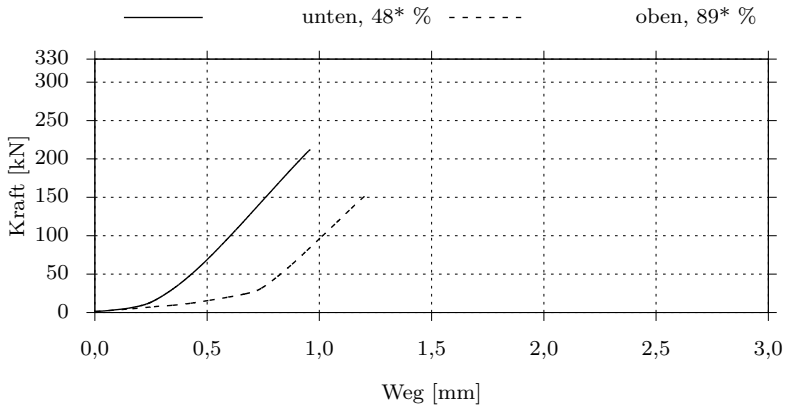


Abbildung F.46: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-4-2 (relativer Anteil an Gesteinskörnung angenommen)

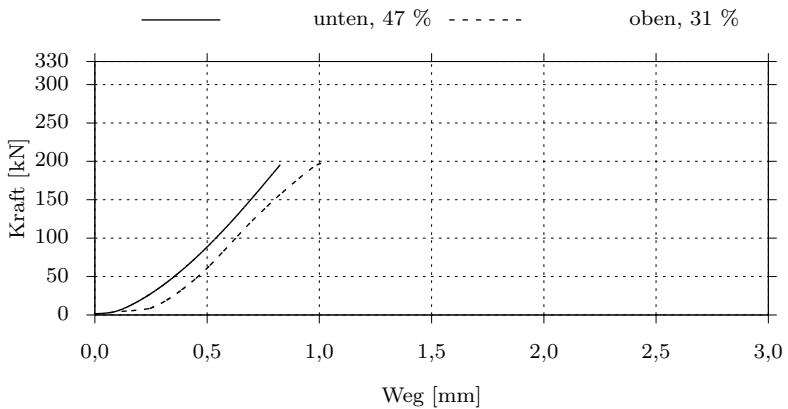


Abbildung F.47: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-3-3

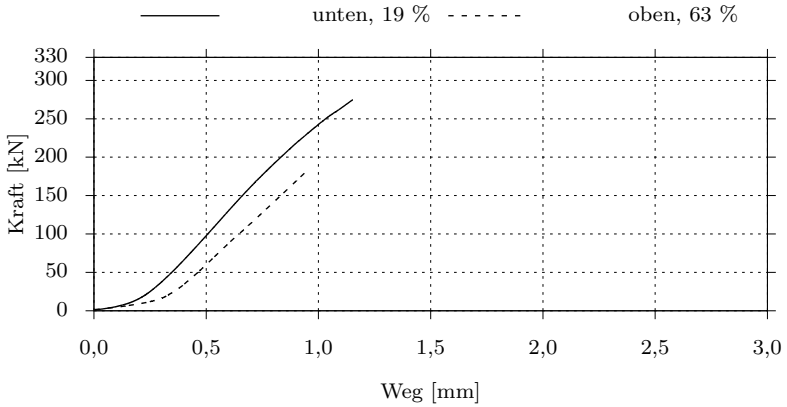


Abbildung F.48: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-3-1

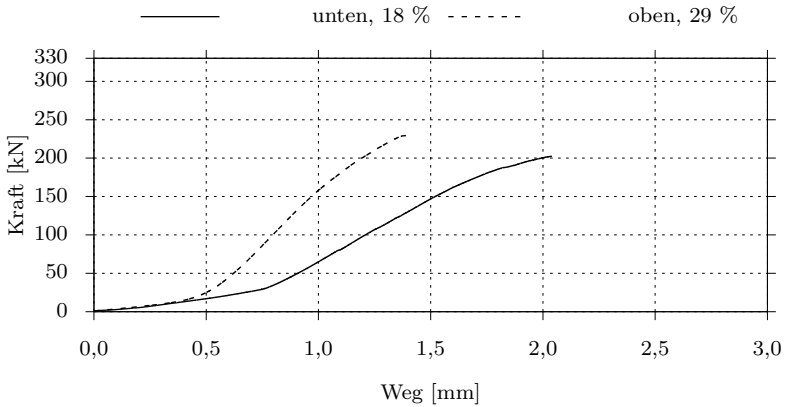


Abbildung F.49: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 5-2-2

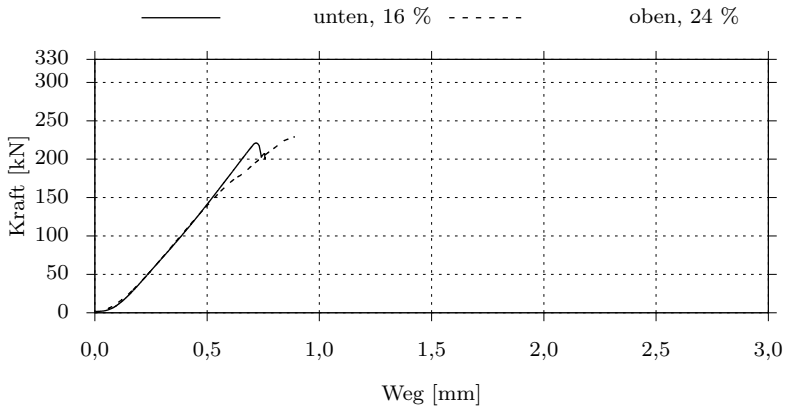


Abbildung F.50: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 5-3-1

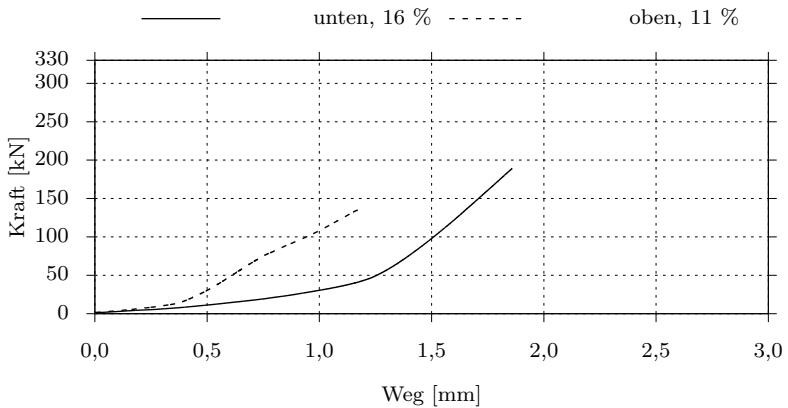


Abbildung F.51: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 5-4-3

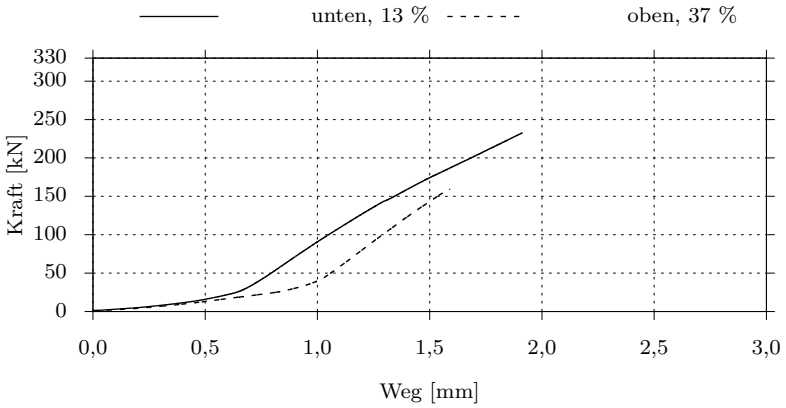


Abbildung F.52: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-1-3

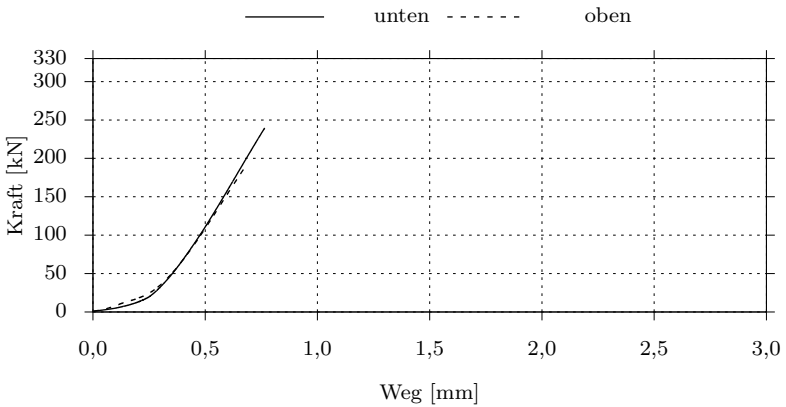


Abbildung F.53: Last-Verformungskurven Material C, Referenzprobekörper 1 ohne Schubrippe

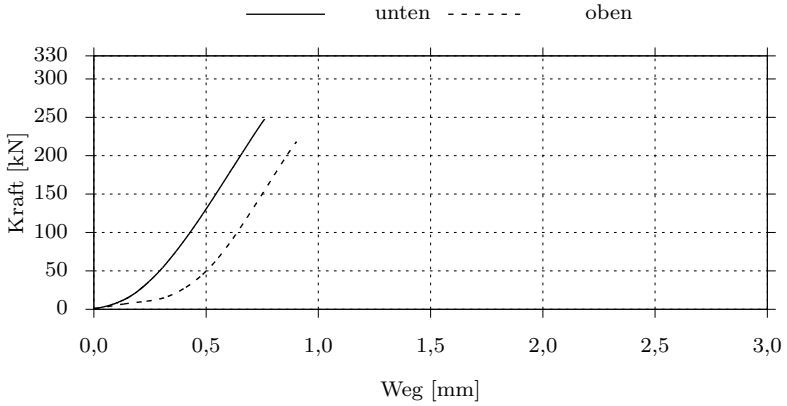


Abbildung F.54: Last-Verformungskurven Material C, Referenzprobekörper 2 ohne Schubrippe

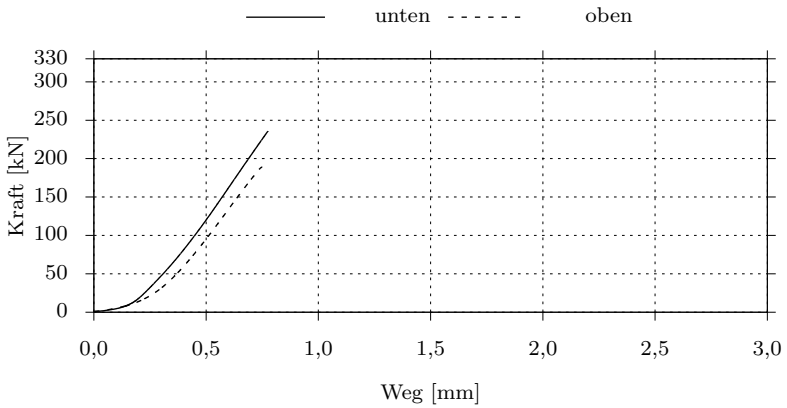


Abbildung F.55: Last-Verformungskurven Material C, Referenzprobekörper 3 ohne Schubrippe

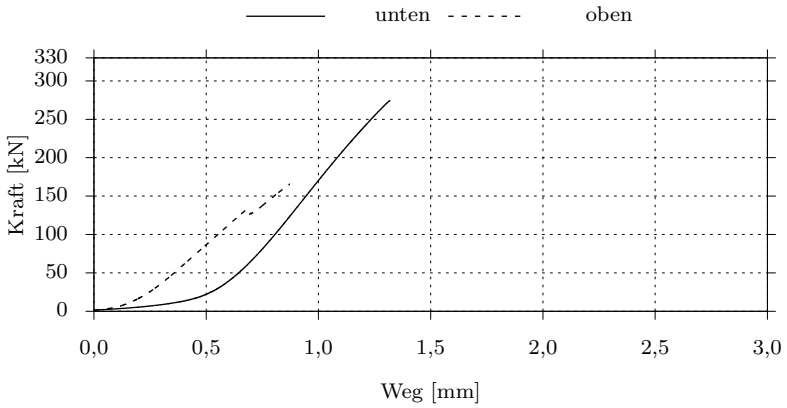


Abbildung F.56: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 1-5 ohne Schubrippe

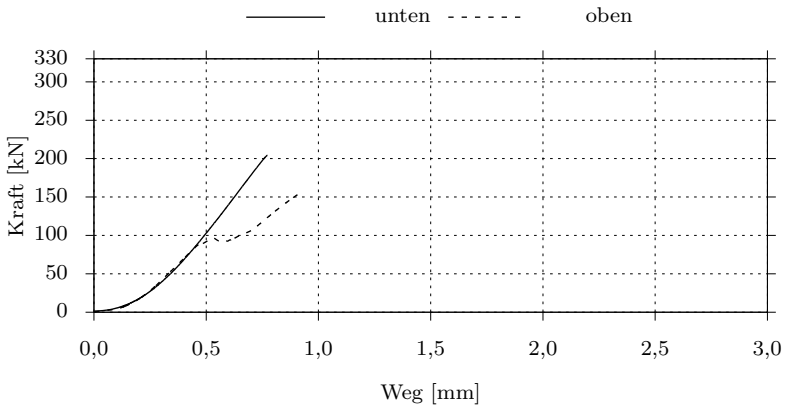


Abbildung F.57: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 2-3 ohne Schubrippe

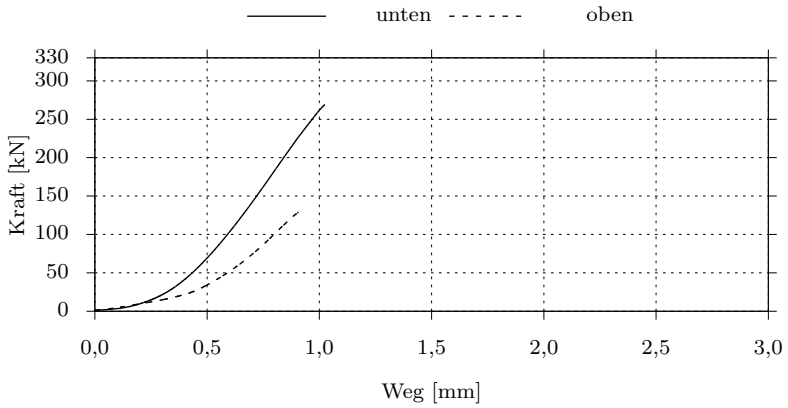


Abbildung F.58: Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-3 ohne Schubrippe

F.4 Stempelprüfungen von Blanford

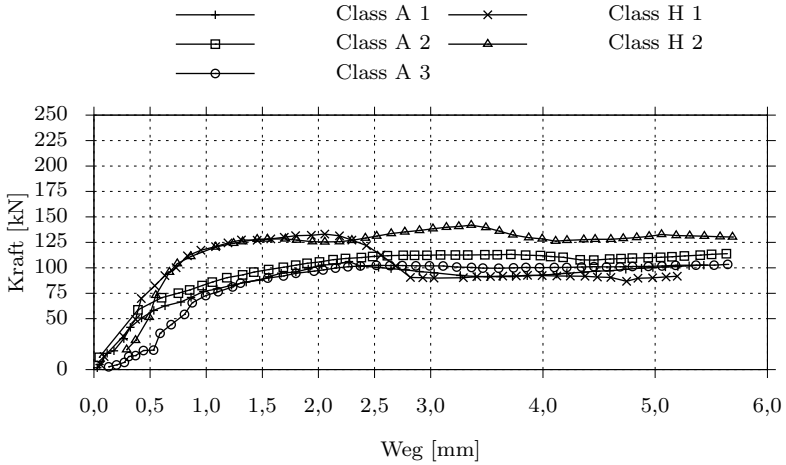


Abbildung F.59: Last-Verformungskurven von Blanford, Probekörperalter: 15 Tage [Bla80]

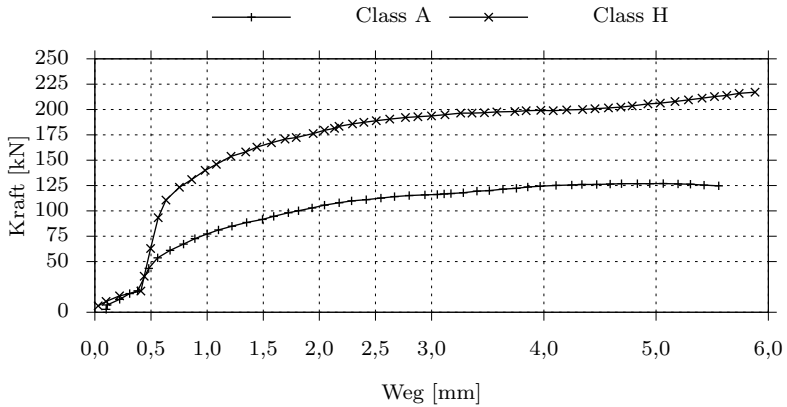


Abbildung F.60: Last-Verformungskurven von Blanford, Probekörperalter: 28 Tage [Bla80]

F.5 Steifigkeiten im Bauteil

Tabelle F.1: Statistische Kennwerte der triaxialen Steifigkeiten $E_{C,SP}$

Kennwert	Material A N/mm ²	Material B N/mm ²	Material C N/mm ²
Mittelwert	70100	52500	51200
Standardabweichung	11400	12700	19600
Median	71000	53800	50000
min.	48700	32400	20300
max.	95600	72700	78900
Referenz ohne Schubrippe.	82400	76000	80900
$E_{C,S,Ref}$	47000	52500	46550

Tabelle F.2: Statistische Kennwerte der anfänglichen triaxialen Steifigkeiten $E_{C,0,SP}$

Kennwert	Material A N/mm ²	Material B N/mm ²	Material C N/mm ²
Mittelwert	60650	39350	43500
Standardabweichung	20700	21800	24550
Median	65900	46400	40840
min.	20800	11400	14200
max.	95550	72700	78900
Referenz ohne Schubrippe.	43600	35750	34900

Tabelle F.3: Statistische Kennwerte der Steifigkeiten im bemessungsrelevanten Bereich

Kennwert		Material A N/mm ²	Material B N/mm ²	Material C N/mm ²
Mittelwert	20	50000	32800	27600
	27	52300	35000	32204
Standardabweichung	20	24350	20450	14400
	27	23400	20250	17150
Median	20	50450	27900	27450
	27	54500	32000	34300
min.	20	13500	9550	10400
	27	15600	8500	12150
max.	20	92900	66950	56650
	27	95600	66950	68500
Referenz ohne Schubrippe.	20	24600	24900	18400
	27	28400	28100	22800

Literaturverzeichnis

- [AE10] Steffen Anders and Thomas Erhardt. Offshore-Windenergie - Neue Chancen für die Bautechnik in Beton. *beton*, 12:488–495, 2010.
- [AEDC90] W. Aritenang, A. S. Elnashai, P. J. Dowling, and B. C. Carroll. Failure Mechanisms of Weld-Beaded Grouted Pile/Sleeve Connections. *Marine Structures*, 3:391–417, 1990.
- [Ame82] American Concrete Institute. ACI 304.2R-71: Placing Concrete by Pumping Methods, 1982.
- [Ame95] American Petroleum Institute. ISO 13819-2: Petroleum and natural gas industries -Offshore structures - Part 2: Fixed steel structures, 1995.
- [Ame96] American Concrete Institute. ACI 304.2R-96: Placing Concrete by Pumping Methods, 1996.
- [Ame14] American Petroleum Institute. API Recommended Practice 2A-WSD - Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design, 2014.
- [And07] Steffen Anders. *Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints*. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, 2007.
- [AST08] ASTM International. ASTM C230/C230M - Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement, 2008.
- [Bec16] Anne Bechtel. *Fatigue Behaviour of Axially Loaded Grouted Connections in Jacket Structures*. Dissertation, Institut für

- Stahlbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, 2016.
- [Bla80] Mark L. Blanford. *Development of an Analytical Model for the Ultimate Capacity of Axially Loaded Grouted Pile to Jacket Connections*. PhD thesis, Rice University, 1980.
- [BM96] F. Michael Bartlett and James G. MacGregor. Statistical analysis of the compressive strength of concrete in structures. *ACI Materials Journal*, (93-M18):158–168, March - April 1996.
- [BMMP65] V.I. Babuskin, G.M. Matveevand, and O.P. Mcedlov-Petrosjan. *Thermodynamik der Silikate*. Verlag für Bauwesen, 1965.
- [Bun15] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie. Standard Konstruktion - Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ), 2015.
- [Bun16a] Bundesministerium für Wirtschaft und Energie. EEG-Novelle 2016, 2016.
- [Bun16b] Bundesministerium für Wirtschaft und Energie. Erneuerbare Energien in Deutschland. Technical report, Februar 2016.
- [Che75] Wai-Fah Chen. *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier, 1975.
- [CK97] M. Corradi and R. Khurana. New generation of superplasticizers. In *Proceedings of a RILEM-WTA-Seminar on High Performance of Cement-Based Materials*, pages 119–129. RILEM, 1997.
- [CLW17] Dario Cotardo, Ludger Lohaus, and Michael Werner. Practical Performance of Ordinary Portland Cement Grout for Offshore Wind Turbines in Large-scale Execution Tests. In *Proceedings of the 27th International Ocean and Polar Engineering Conference*, 2017. to be published.

- [CX96] Shao-Huai Cai and Li-Hong Xue. Bearing strength of high-strength concrete blocks. In *Proceedings of the Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete*, volume 4, pages 1243–1250, 1996.
- [DEC83] P. J. Dowling, A. S. Elnashai, and B. C. Carroll. A New Pressurised Grouted Connection for Steel Tubulars. *Journal of Constructional Steel Research*, 3(3):32–38, 1983.
- [Ded09] Nedžad Dedic. Analysis of Grouted Connection in Monopile Wind Turbine Foundations Subjected to Horizontal Load Transfer. Technical report, Aalborg University : Institute of Mechanical Engineering, 2009.
- [DEHPK15] Paul Dallyn, Ashraf El-Hamalawi, Alessandro Palmeri, and Robert Knight. Experimental testing of grouted connections for offshore substructures: A critical review. *Structures*, 3:90–108, 2015.
- [Dep84] Department of Energy. Offshore installations: Guidance on design and construction, 1984.
- [Dep86] Department of Energy. The Strength of Grouted Pile-Sleeve Connections. Offshore Technology Report OTH 86 210, Majesty’s Stationery Office, 1986. Wimpey Laboratories Limited and Wimpey Offshore Engineers & Constructors Limited.
- [Det11] Det Norske Veritas AS. DNV-OS-J101 : Design of Offshore Wind Turbine Structures, October 2011.
- [Det12] Det Norske Veritas AS. DNV-OS-C502: Offshore Concrete Structures, September 2012.
- [Det14] Det Norske Veritas AS. DNV-OS-J101: Design of Offshore Wind Turbine Structures, May 2014.
- [Deu03] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Erläuterungen zu DIN 1045-1, September 2003.
- [Deu11] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel, November 2011.

- [Deu12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Selbstverdichtender Beton (SVB-Richtlinie), September 2012.
- [DIN93] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 319 - Spanplatten und Faserplatten: Bestimmung der Zugfestigkeit senkrecht zur Plattenebene, August 1993.
- [DIN98] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN 1015-7: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 7: Bestimmung des Luftgehaltes von Frischmörtel, Dezember 1998.
- [DIN01] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 1045-1 - Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
- [DIN05] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 196-1: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, Mai 2005.
- [DIN07a] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN 1015-11: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel, Mai 2007.
- [DIN07b] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN 1015-3: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch), Mai 2007.
- [DIN07c] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN 1015-6: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 6: Bestimmung der Rohdichte von Frischmörtel, Mai 2007.
- [DIN09a] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12350-7: Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt Druckverfahren, August 2009.
- [DIN09b] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12390-2: Prüfung von Festbeton – Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen, August 2009.

- [DIN09c] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern, Juli 2009.
- [DIN09d] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12390-7: Prüfung von Festbeton – Teil 7: Dichte von Festbeton, Juli 2009.
- [DIN10a] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Dezember 2010.
- [DIN10b] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12350-8: Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton – Setzfließversuch, Dezember 2010.
- [DIN10c] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12390-6: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern, September 2010.
- [DIN10d] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 196-9: Prüfverfahren für Zement – Teil 9: Hydratationswärme – Teiladiabatisches Verfahren, Juli 2010.
- [DIN11a] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12350-6: Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte, März 2011.
- [DIN11b] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1, Januar 2011.
- [DIN12] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN 1045-3 - Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3, März 2012.
- [DIN14a] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN 206: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Juli 2014.
- [DIN14b] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. DIN EN ISO 19902: Erdöl- und Erdgasindustrie – Gegründete Stahlplattformen, Januar 2014.

- [DIN14c] DIN Deutsches Institut für Normung e.V. DIN EN 12390-13: Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul), Juni 2014.
- [DNV16] DNV GL AS. DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines, April 2016.
- [Dra03] John Dransfield. *Advanced Concrete Technology - Constituent Materials*, chapter Admixtures for concrete, mortar and grout, pages 3–36. Advanced Concrete Technology. Elsevier Butterworth Heinemann, 2003.
- [ED91] A. S. Elnashai and P. J. Dowling. Strength of composite tubular connections. In *Proc. Instn Civ. Engrs Part 2*, volume 91, pages 377–398, 1991.
- [EW09] Martin Empelmann and Marco Wichers. Stabwerke und Teilflächenbelastung nach DIN 1045-1 und Eurocode 2 – Modelle und Anwendungen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 104(4):226–235, 2009.
- [FdVR⁺12] Tim Fischer, W. de Vries, P. Rainey, B. Schmidt, K. Argyriadis, and M. Kühn. Offshore support structure optimization by means of integrated design and controls. *Wind Energy*, 15:99–117, 2012.
- [Fed07] Federal Maritime and Hydrographic Agency (BSH). Design of Offshore Wind Turbines, 2007.
- [Fel04] Tove Feld. State-of-the-Art Design Standard Specification Developed and Applicable for Offshore Windturbine Structures, 2004.
- [FKPT07] Ludwig Fahrmeier, Rita Künstler, Iris Pigeot, and Gerhard Tutz. *Statistik - Der Weg zur Datenanalyse*. Springer, 2007.
- [FST⁺05] E. Fehling, M. Schmidt, T. Teichmann, K. Bunje, R. Bornemann, and B Middendorf. Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC) - Forschungsbericht DFG 497/1-1. Technical report, DFG, 2005.

- [Ger12] Germanischer Lloyd. GL IV-2: Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines - Part 2, December 2012.
- [Ger13] Germanischer Lloyd. GL Technical Note - Certification of Grouted Connections for Offshore Wind Turbines, December 2013.
- [GHI11] Nils Fog Gjersøe, Niels-Erik Ottesen Hansen, and Pernille Iversen. Long Term Behaviour of Lateral Dynamically Loaded Steel Grout Joints. In *Proceedings of the Twenty-first (2011) International Offshore and Polar Engineering Conference*, volume 21, pages 270–276. International Society of Offshore and Polar Engineers, 2011.
- [GJGG14] Peter Gollub, Jacob Fisker Jensen, Dirk Giese, and Selcuk Güres. Flanged foundation connection of the Offshore Wind Farm Amrumbank West - Concept, approval, design, tests and installation. *Stahlbau*, 83(8):522–528, 2014.
- [GPW07] Jürgen Göske, Herbert Pöllmann, and Richard Wenda. Ettringit - und Thaumasitreiben in Betonwerkstoffen Analytische Betrachtung und Ursachenermittlung mittels Röntgendiffraktometrie und Rasterelektronenmikroskopie. *Beton- und Stahlbetonbau*, 102(5):321–329, 2007.
- [Guy51] Y. Guyon. *Béton Précontraint - Étude Théorique et Expérimentale*. Éditions Eyrolles, 1951.
- [Han04] Michael Hansen. *Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässigkeit von Betonbauteilen*. Dissertation, Universität Hannover - Berichte des Instituts für Massivbau, August 2004.
- [Haw67] N. M. Hawkins. The Bearing Strength of Concrete - 1. Loading Through Rigid Plates Covering Part of the Full Supporting Area. resreport, The University of Sydney - School of Civil Engineering, 1967.
- [HBB+96] Robert G. Harwood, Colin J. Billington, Jaime Buitrago, Arne B. Sele, and John V. Sharp. Grouted Pile to Sleeves

- Connections : Design for the new ISO Standard for Offshore Structures. In *Proceedings of the Offshore Mechanics and Artic Engineering Conference*, volume 3, pages 1–12. Offshore Mechanics and Artic Engineering Conference, 1996.
- [Hea02] Health and Safety Executive. Pile/sleeve connections. Technical Report 2001/016, Health and Safety Executive, 2002.
- [HMC16] Andrew Ho, Ariola Mbistrova, and Giorgio Corbetta. The european offshore wind industry - key trends and statistics 2015, February 2016.
- [Hor96] Martin Hordyk. The Static and Fatigue Strength of Grouted Pile-sleeve Connections. *Fatigue in Offshore Structures*, 2:635–657, 1996.
- [Huß12] Andreas Huß. Mischungsentwurf und Fließigenschaften von Selbstverdichtendem Beton (SVB) vom Mehlkorntyp unter Berücksichtigung der granulometrischen Eigenschaften der Gesteinskörnung. Heft 598, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2012.
- [HUG12] Detlef Heinz, Liudvikas Urbonas, and Tobias Gerlicher. Effect of Heat Treatment Method on the Properties of UHPC. In *Proceedings of the third International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials*, pages 283–290, 2012.
- [JHHK09] Stefan Jacobsen, Lars Haugan, Tor Arne Hammer, and Evangelos Kalogiannidis. Flow conditions of fresh mortar and concrete in different pipes. *Cement and Concrete Research*, (39):997–1006, 2009.
- [JMLH08] Stefan Jacobsen, Jon Håvard Mork, Siaw Foon Lee, and Lars Haugan. Pumping of concrete and mortar : State of the art. Project report 5, SINTEF Building and Infrastructure, 2008.
- [Joh71] Arne Johansson. The Relationship Between Mixing Time and Type of Concrete Mixer. Handlingar (Proceedings) 42, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1971.

- [KA00] Gert König and Carsten Ahner. Sicherheits- und Nachweis-konzept der nichtlinearen Berechnungen im Stahl- und Spannbetonbau. In Johann-Dietrich Wörner, editor, *Sicherheit und Risiko im Bauwesen - Grundlagen und praktische Anwendungen*, volume 20 of *Darmstädter Statik-Seminar*. Technische Universität Darmstadt - Institut für Statik, September 2000.
- [Kai39] Otto Kaiser. *Das Pumpen von Beton*. Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, 1939.
- [KK85] W. Krahl and Demir I. Karsan. Axial Strength of Grouted Pile-to-Sleeve Connections. *Journal of Structural Engineering*, 111(4):889–905, 1985.
- [KSJ98] Gert König, Dmitri Soukhov, and Frank Jungwirth. Sichere Betonproduktion für Stahlbetontragwerke. Forschungsbericht 199, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., 1998.
- [KTZ01] Gert König, Nguyen Viet Tue, and Martin Zink. *Hochleistungs-beton - Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Ernst & Sohn, 2001.
- [Lam88] William Bruce Lamport. *Ultimate Strength of Grouted Pile-to-Sleeve Connections*. PhD thesis, University of Texas at Austin, 1988.
- [LCW14a] Ludger Lohaus, Dario Cotardo, and Michael Werner. A Test System to Simulate the Influence of Early Age Cycling on the Properties of Grout Material. In *Proceedings of the Twenty-fourth International Ocean and Polar Engineering Conference*, volume 24, pages 234–239. International Society of Offshore and Polar Engineers (ISOPE), 2014.
- [LCW14b] Ludger Lohaus, Dario Cotardo, and Michael Werner. The Early-Age Cycling and its Influence on the Properties of Hardened Grout Material. In *Proceeding of the International Wind Energy Conference IWEC 2014*, volume 1, pages 129–137, 2014.
- [LCW⁺15] Ludger Lohaus, Dario Cotardo, Michael Werner, Peter Schau-mann, and Sebastian Kelma. Experimental and Numerical

- Investigations of Grouted Joints in Monopiles Subjected to Early-Age Cycling. *Journal of Ocean and Wind Energy*, 2(4):193–201, November 2015.
- [Leo55] Fritz Leonhardt. *Spannbeton für die Praxis*. Wilhelm Ernst & Sohn, 1955.
- [LF12] Torsten Leutbecher and Ekkehard Fehling. Compressive Strength of UHPC in Bottle-Shaped Compression Fields. In *Proceedings of the 3rd International Symposium on Ultra-High Performance Concrete (HiPerMat)*, volume 3, 2012.
- [LG14] Ludger Lohaus and Robert Griese. *Festschrift Peter Schaumann*, chapter Betontechnik meets Stahlbau – Erfahrungen mit Grouted Joints in der Offshore-Windenergie, pages 345–354. Peter Schaumann, 2014.
- [LH13] Stephan Lochte-Holtgreven. *Zum Trag- und Ermüdungsverhalten biegebeanspruchter Grouted Joints in Offshore-Windenergieanlagen*. Dissertation, Instituts für Stahlbau der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, 2013.
- [Lie87] Karl-Heinz Lieberum. *Das Tragverhalten von Beton bei extreme Teilflächenbelastung*. Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Mai 1987.
- [Lin13] Nick Lindschulte. *Drucktragverhalten von Rohren aus Ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung*. Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, 2013.
- [LLSW12] Ludger Lohaus, Nick Lindschulte, Niklas Scholle, and Michael Werner. Betontechnik für Grouted Joints : Baustoffliche und bauausführungstechnische Anforderungen. *Stahlbau*, 81(9):689–694, 2012.
- [Lot13] Inge Lotsberg. Structural mechanics for design of grouted connections in monopile wind turbine structures. *Marine Structures*, 32:113–135, 2013.

- [LR12] Peter Lieblang and Daniel Ringwelski. Einfluss des Mischens auf die Frisch und Festbetoneigenschaften. *BetonWerk International*, 3, 2012.
- [LSBL12] Inge Lotsberg, Andrzej Serednicki, Håkon Bertnes, and Andreas Lervik. Design of grouted connections for monopile offshore structures : Results from two Joint Industry Projects. *Stahlbau*, 81(9):695–704, 2012.
- [LSC⁺15] Ludger Lohaus, Peter Schaumann, Dario Cotardo, Sebastian Kelma, and Michael Werner. Experimental and Numerical Investigations on Grouted Joints in Monopiles Subjected to Early-age Cycling to Evaluate the Influence of Different Wave Loadings. In *Proceedings of the 25th International Ocean and Polar Engineering Conference*, volume 25, pages 268–276. ISOPE, June 2015.
- [LSLH⁺13] Ludger Lohaus, Peter Schaumann, Stephan Lochte-Holtgreven, Anne Bechtel, Robert Griese, and Nick Lindschulte. Zustimmungen im Einzelfall für Grout-Verbindungen in Tragstrukturen für die Offshore-Windenergie. *Bautechnik*, 90(7), 2013.
- [LW12] Ludger Lohaus and Michael Werner. In-Situ Assembly (WP5). *Probabilistic Safety Assessment of Offshore Wind Turbines - Annual Report 2011*, pages 32–34, 2012.
- [LW13a] Ludger Lohaus and Michael Werner. In-Situ Assembly (WP5). *Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen - Annual Report 2012*, pages 27–34, 2013.
- [LW13b] Ludger Lohaus and Michael Werner. Probabilistic aspects of OffshoreWind Turbines : Influences of in situ assembly of grouted joints. In Strauss, Frangopol, and Bergmeister, editors, *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems*, pages 2209–2213, 2013.
- [LW14] Ludger Lohaus and Michael Werner. In-Situ Assembly (WP5). *Probabilistische Sicherheitsbewertung von Offshore-Windenergieanlagen - Annual Report 2013*, pages 31–35, 2014.

- [LW15] Ludger Lohaus and Michael Werner. In-Situ Assembly (WP5). *Probabilistic Safety Assessment of Offshore-Wind Turbines - Final Report*, pages 85–94, 2015.
- [Mör24] E. Mörsch. Ueber die Berechnung der Gelenkquader. *Beton und Eisen*, 23(12):156–161, 1924.
- [Nüb72] Friedrich Nübling. *Die Förderung des Frischbetons durch Rohre*. Dissertation, Technische Universität Berlin - Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen, 1972.
- [Neu12a] T. Neumann. Pumpbarkeit von Normal- und Hochleistungsbetonen. In *Tagungsband der ibausil*, 2012.
- [Neu12b] Thomas Neumann. Einflüsse auf die Pumpbarkeit von Beton. *beton*, (05):166–171, 2012.
- [Pra21] L. Prandtl. Über die Eindringfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 1(1):15–21, 1921.
- [RK97] H-W. Reinhardt and R. Koch. Untersuchungen zum Einfluß der Bauteilgröße und Betonzusammensetzung auf die Tragfähigkeit von hochfesten Beton unter Teilflächenbelastung. Abschlußbericht V 362, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1997.
- [SBKM13] Wolfram Schmidt, Henricus Jozef Hubertus Brouwers, Hans-Carsten Kühne, and Birgit Meng. Optimierung der Robustheit von Selbstverdichtendem Beton gegenüber Temperatureinflüssen. *Beton- und Stahlbetonbau*, 108(1):13–21, 2013.
- [SE16] Peter Schaumann and Rasmus Eichstädt. Ermüdung sehr großer HV-Schraubengarnituren. *Stahlbau*, 85(9):604–611, 2016.
- [Sei07] Marc Seidel. Tragstruktur und Installation der Offshore : Windenergieanlage REpower 5M. *Stahlbau*, 76(9):650–656, 2007.

- [SFB13] Michael Schmidt, Ekkehard Fehling, and Torsten Braun. Grouted connections for offshore wind turbine structures - Part 1: Individual approval, materials and quality control. *Steel Construction*, 6(3):207–215, 2013.
- [Sie06] Björn Siebert. Bestimmung von Korrelationen zwischen Würfel- und Prismendruckfestigkeit von Vergussmörteln für die Einordnung in Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2. Forschungsbericht V 450 / T 3195, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton/IRB Frauenhofer, 2006.
- [SLHLL10] Peter Schaumann, Stephan Lochte-Holtgreven, Ludger Lohaus, and Nick Lindschulte. Durchrutschende Grout-Verbindungen in OWEA : Tragverhalten, Instandsetzung und Optimierung. *Stahlbau*, 79(9):637–647, 2010.
- [Spi59] Hans-Peter Spieth. *Das Verhalten von Beton unter hoher örtlicher Pressung und Teilbelastung unter besonderer Berücksichtigung von Spannbetonverankerungen*. Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, 1959.
- [Spi61] Hans-Peter Spieth. Das Verhalten von Beton unter örtlicher Pressung. *Beton- und Stahlbetonbau*, (11):257–263, 1961.
- [SRB16] Peter Schaumann, Alexander Raba, and Anne Bechtel. Zum Ermüdungsverhalten von Grout-Verbindungen bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen. *Stahlbau*, 85(12):822–827, 2016.
- [SS13] Rüdiger Scharff and Michael Siems. Monopile foundations for offshore wind turbines – solutions for greater water depths. *Steel Construction*, 6(1):47–53, 2013.
- [SS14] Rüdiger Scharff and Michael Siems. Monopiles der nächsten Generation : Aspekte der Nachweisführung. *Stahlbau, Spezial*:2–9, 2014.
- [Sta13] Standards Norway. NORSOK N-004: Design of steel Structures, February 2013. Rev. 3.

- [SVvdS16] Marc Seidel, Sven Voormeeren, and Jan-Bart van der Steen. State-of-the-art design processes for offshore wind turbine support structures - Practical approaches and pitfalls during different stages in the design process. *Stahlbau*, 85:583–590, 2016.
- [SW01] Jochen Stark and Bernd Wicht. *Dauerhaftigkeit von Beton - Der Baustoff als Werkstoff*. Birkhäuser Verlag, 2001.
- [TB85] I. E. Tebbett and C.J. Billington. Recent Developments in the Design of Grouted Connections. In *Proceedings of the 17th Annual OTC*, number OTC 4890. Offshore Technology Conference, 1985.
- [Tet12] Tetra Tech ec. Inc. Block Island Wind Farm and Block Island Transmission System Environmental Report - Construction and Operations Plan. Technical report, Deepwater Wind, 2012.
- [Web62] Robert Weber. *Förderung von Beton durch Rohrleitungen - Untersuchungen an Betonpumpen und pneumatischen Betonförderanlagen*. Dissertation, Fakultät für Bauwesen, RWTH Aachen, 1962.
- [Wei15] Nicole Weinhold. Ein neues Standbein - Monopiles oder Jacket? Welches Offshore-Fundament überzeugt bei großen Anlagen? *Erneuerbare Energien*, 2015.
- [Wer13] Michael Werner. Grouted Joints in Offshore-Windenergieanlagen : Materialverhalten hochfester Vergussmörtel bei unplanmäßigen Ereignissen während des Verfüllvorgangs. In *Tagungsband zur 1. DAfStb Jahrestagung 2013*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2013.
- [WG96] T.R. Welham and J.A. Gilfrin. Installation of grouted pile-sleeve connections : A state-of-the-art review. In *Proceedings of the 25th Annual OTC in Houston*, volume 25, pages 667–675. Offshore Technology Conference, 1996.
- [Wil14] Fabian Wilke. *Load bearing behaviour of grouted joints subjected to predominant bending*. Dissertation, Institut für

Stahlbau an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover, 2014.

- [WL14] Michael Werner and Ludger Lohaus. Ausführungstechnische Einflüsse auf Aspekte der Tragsicherheit von Grouted Joints. *Bautechnik*, 91(8):554–560, 2014.
- [WLC15] Michael Werner, Ludger Lohaus, and Dario Cotardo. Novel Test Facilities for Grouted Connections. In *Proceedings of the 12th German Wind Energy Conference DEWEK*, 2015.
- [WR78] R. J. Wheen and D. F. Rogers. The bearing strength of plain concrete. *Materials and Structures*, 11(1):11–20, January 1978.
- [ZZ10] Konrad Zilch and Gerhard Zehetmaier. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, 2 edition, 2010.

Tabellenverzeichnis

4.1	Betrachtete Normen und Richtlinien	41
5.1	Lufttemperaturbereich während der Herstellung	46
5.2	Mittelwerte der Frischmaterialkennwerte	48
5.3	Stabilisierter Elastizitätsmodul nach 28 Tagen	51
5.4	Probekörpergeometrien zur Bestimmung der Druckfestigkeit unterschiedlicher Normen und Richtlinien	53
5.5	Umrechnungsfaktoren Druckfestigkeit	55
5.6	Versuchsplan planmäßiger Verfüllprozess	58
5.7	Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus planmäßi- gen Verfüllversuchen Teil 1	62
5.8	Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus planmäßi- gen Verfüllversuchen Teil 2	63
5.9	Beschreibung der Störfälle	67
5.10	Versuchsplan der simulierten Störfälle	67
5.11	Statistische Kennwerte von SF 3 mit Material C	72
6.1	Abmessungsvergleich zwischen Referenz und Prüfständen .	88
6.2	Vergleich der Versuchsschalungen mit einem „realen“ Grou- ted Joint und Einordnung der Geometrieverhältnisse in die Normung	89
8.1	Versuchsplan der Großversuche	100
8.2	Statistische Kennwerte der relativen Druckfestigkeit aus den Begleituntersuchungen im Laborversuchsstand und aus den Verfüllversuchen im Großversuchsstand	121
9.1	Versuchsplan der Stempelversuche	158
9.2	Materialkennwerte des Referenzmaterials	159
9.3	Materialkennwerte des Referenzmaterials	166
9.4	Materialkennwerte des Referenzmaterials	173

9.5	Druckfestigkeiten der Mörtel von Blanford	180
9.6	Laststeigerungsraten der Würfeldruckfestigkeit und maximal aufnehmbare Last von Probekörpern der Stempelprüfung	184
10.1	Festigkeitszuwachs von Bohrkernen und Würfeln zwischen 7 und 28 Tagen	187
10.2	Korrekturbeiwerte der Steifigkeiten von Probekörpern mit Schubrippenaussparung	224
10.4	Stabilisierter E-Modul der verwendeten Materialien und dessen Bemessungswerte	225
10.3	Triaxialen Steifigkeiten $E_{C,SP}$	225
10.5	Triaxiale Steifigkeiten $E_{C,0,SP}$	228
10.6	Steifigkeiten im bemessungsrelevanten Bereich	231
A.1	Setzfließmaß	243
A.2	t_{500} -Zeit	244
A.3	Luftporengehalt	244
A.4	Frischmaterialrohddichte	245
A.5	Frischmaterialtemperatur	245
A.6	Hydratationswärmeentwicklung	246
A.7	Zusammenfassung der Frischmaterialkennwerte	247
A.8	Druckfestigkeitsentwicklung	249
A.9	Biegezugfestigkeitsentwicklung	250
A.10	Festmaterialrohddichte	251
A.11	Umrechnungsfaktoren: Druckfestigkeit zwischen <i>Zylinder</i> und <i>Würfel</i> $_{75}$	252
A.12	Umrechnungsfaktoren zwischen unterschiedlichen Probekörpergeometrien zur Bestimmung der Druckfestigkeit	253
C.1	Frischmaterialkennwerte und maximale Temperatur im Bauteil der planmäßigen Verfüllversuche mit der Laborprüfschalung	270
C.2	Festmaterialkennwerte der Referenzprobekörper von Verfüllversuchen mit der Laborprüfschalung	271
C.3	Kurzbeschreibung der Störfälle	279
C.4	Versuchsplan Störfälle	279
C.5	Frischmaterialkennwerte des Grout-Materials der Störfallsimulationen mit der Laborprüfschalung	280

C.6	Festmaterialkennwerte der Referenzprobekörper von Verfüllversuchen mit der Laborprüfschalung	281
C.7	Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus den Störfällen Teil 1	293
C.8	Inhomogenitäten innerhalb der Probewände aus den Störfällen Verfüllversuche Teil 2	294
C.9	Einfluss von Inhomogenitäten auf die rel. Druckfestigkeit	295
C.10	Einfluss von Inhomogenitäten auf die rel. Biegezugfestigkeit	296
E.1	Material A, planmäßiger Verfüllprozess: Frischmaterialkennwerte	307
E.2	Material B, planmäßiger Verfüllprozess: Frischmaterialkennwerte	307
E.3	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: Frischmaterialkennwerte	308
E.4	Material D, planmäßiger Verfüllprozess: Frischmaterialkennwerte	308
E.5	Material E, planmäßiger Verfüllprozess: Frischmaterialkennwerte	308
E.6	Festmaterialkennwerte der Referenzprobekörper der Begleituntersuchungen zu den Großversuchen	317
E.7	Material A, SF 4: Frischmaterialkennwerte	321
E.8	Material B, SF 4: Frischmaterialkennwerte	321
E.9	Material C, SF 4: Frischmaterialkennwerte	322
E.10	Material A, SF 5: Frischmaterialkennwerte	329
E.11	Material B, SF 5: Frischmaterialkennwerte	329
E.12	Material C, SF 5: Frischmaterialkennwerte	330
F.1	Triaxiale Steifigkeiten $E_{C,SP}$	370
F.2	Anfängliche triaxiale Steifigkeiten $E_{C,0,SP}$	371
F.3	Steifigkeiten im bemessungsrelevanten Bereich	371

Abbildungsverzeichnis

1.1	Investitionen in die Errichtung von Anlagen zur Nutzung erneuerbarer Energien in Deutschland 2015	1
1.2	Installierte Windenergieleistung in Europa von 1993 bis 2015	2
1.3	Zusammenhang Druckfestigkeit und Verbundspannungen	5
1.4	Aufbau der Arbeit	12
2.1	Skizze eines Grouted Joint	14
2.2	Alternative Gründungsstrukturen von OWEA	16
4.1	Versuchsergebnisse zur Tragfähigkeit von Grouted Joints	40
5.1	Konsistenzhaltung der Hauptmaterialien	49
5.2	Entwicklung der Druckfestigkeit über die Zeit	50
5.3	Entwicklung der Biegezugfestigkeit über die Zeit	51
5.4	Korrelation zwischen Setzfließmaß und Ausfließmaß	54
5.5	Laborversuchsstand	57
5.6	Druckfestigkeit der planmäßig verfüllten Laborversuche	60
5.7	Biegezugfestigkeit der planmäßig verfüllten Laborversuche	61
5.8	Ablagerung der Vorlaufmischung	64
5.9	Fehlstellenbildung während eines Verfüllprozesses	65
5.10	Laborversuche SF 1, relative Druckfestigkeit, $w/f = \text{min.}$	68
5.11	Laborversuche SF 1, relative Biegezugfestigkeit, $w/f = \text{min.}$	69
5.12	Laborversuche SF 2, relative Druckfestigkeit, $w/f = \text{min.}$	70
5.13	Laborversuche SF 2, relative Biegezugfestigkeit, $w/f = \text{min.}$	71
5.14	Material C, Vergleich NV-SF3	73
5.15	Material C, Vergleich NV-SF3	73
5.16	Beispiele für Inhomogenitäten	75
5.17	Einfluss von Inhomogenitäten: Druckfestigkeit	75
5.18	Einfluss von Inhomogenitäten: Biegezugfestigkeit	76
6.1	Großversuchsschalung auf Kipprahmen	84

6.2	Misch- und Fördereinheit	85
6.3	Messtechnik	87
6.4	Abmessungen nach DIN EN ISO 19902	88
7.1	Flaschenförmige Lastausbreitung	92
7.2	Stützdruckentwicklung bei unters. Umschnürwirkung	93
7.3	Spannungstrajektorien unter einer Teilflächenlast	94
7.4	Versuchstand Stempelversuch	97
8.1	Probennahme aus einem Bauteil	102
8.2	Material A: Thermogramm	103
8.3	Material A: planmäßiger Verfüllprozess	105
8.4	Material B: Temperaturverteilung und Ablagerungen	107
8.5	Material B: rel. Gesteinskörnungsverteilung	107
8.6	Material B, Beispiele für den Anteil an rel. Gesteinskörnung	108
8.7	Material B: Ablagerungen an den Schubrippen	109
8.8	Material B, planmäßig verfüllt	110
8.9	Material B, Bohrkerne	110
8.10	Material C, planmäßig verfüllt	112
8.11	Material C, Ablagerungen an der Schikane	112
8.12	Material C: Ablagerungen an den Schubrippen	113
8.13	Material C, Bohrkerne mit Einlagerungen	113
8.14	Material D: Ablagerungen oben	115
8.15	Material D, planmäßig verfüllt	115
8.16	Material D: Temperaturverteilung	116
8.17	Material D: rel. Druckfestigkeiten	117
8.18	Material E: Temperaturverteilung	119
8.19	Material E, Bohrkerne	119
8.20	Material E, planmäßig	120
8.21	Material D, Laborversuch	122
8.22	Material A: Temperaturverteilung und Ablagerungen	125
8.23	Material A SF 4, Thermogramme	126
8.24	Material A, SF 4: Schalungsdruck	126
8.25	Material A SF 4: Vermischung der Vorlaufmischung	127
8.26	Material A, SF 4: rel. Druckfestigkeiten	128
8.27	Material B, SF 4: Verfüllprozess	129
8.28	Material B SF 4, Thermogramme	130
8.29	Material B, SF4: Pumpendruck	131

8.30	Material B SF 4, Verteilung Temp. max.	132
8.31	Material B, SF 4: Bauteil	133
8.32	Material B SF 4, Fehlstellen	134
8.33	Material B, SF 4: rel. Druckfestigkeiten	134
8.34	Material C SF 4, Thermogramme	135
8.35	Material C, SF 4: Bohrkerne	136
8.36	Material C, SF 4: rel. Druckfestigkeiten	137
8.37	Material A SF 5, Verfüllprozess	140
8.38	Material A SF 5, Thermogramme	141
8.39	Material A, SF 5: rel. Druckfestigkeiten	142
8.40	Material A, SF 5: Bohrkerne	142
8.41	Material A, SF 5: Überlagerung Plot-Bild	144
8.42	Material B, SF 5: Thermogramm	146
8.43	Material B, SF 5: Probe des Überlaufs	146
8.44	Material B, SF 5: ausgeschaltetes Bauteil	147
8.45	Material B, SF 5: rel. Druckfestigkeiten	148
8.46	Material C SF 5: Verteilung Druck; Thermogramm	150
8.47	Material C, SF 5: „Schüttkegel“	150
8.48	Material C, SF 5: „Wasser“ am Überlauf	151
8.49	Material C, SF 5: rel. Druckfestigkeiten	151
8.50	Material C, SF 5: Überlagerung Plot-Foto	152
9.1	Einbau eines Probekörpers in den Versuchsrahmen	156
9.2	Messaufbau für die Stempelversuche	157
9.3	Material A: Vergleichsprobekörper	160
9.4	Probekörper mit 165% relativem Gesteinskörnungsgehalt	161
9.5	Material A: hoher Gehalt an Gesteinskörnung	161
9.6	Material A: mittlerer Gehalt an Gesteinskörnung	162
9.7	Material A: niedriger Gehalt an Gesteinskörnung	163
9.8	Material A: Referenzprobekörper	164
9.9	Material A: Probekörper ohne Schubrippe.	164
9.10	Material B: Vergleichsprobekörper	167
9.11	Material B: hoher Gehalt an Gesteinskörnung	168
9.12	Material B: mittlerer Gehalt an Gesteinskörnung	169
9.13	(a): ausgewertetes Bild des Querschnitts zur Bestimmung des Gesteinskörnungsanteils, (b): zugehöriger geprüfter Pro- bekörper	169
9.14	Material B: niedriger Gehalt an Gesteinskörnung	170

9.15 (a): Bild zur Auswertung des relativen Gesteinskörnungsanteils, (b): Eindringbereich des Stempels	171
9.16 Material B: Referenzprobekörper	172
9.17 Material B: Probekörper ohne Schubrippe.	172
9.18 Material C: Vergleichsprobekörper	174
9.19 Material C: hoher Gehalt an Gesteinskörnung	175
9.20 Material C: mittlerer Gehalt an Gesteinskörnung	176
9.21 (a): ausgewertetes Querschnittsbild, (b): zugehöriger geprüfter Probekörper	176
9.22 Material C: niedriger Gehalt an Gesteinskörnung	177
9.23 geprüfter Probekörper mit 2% rel. Gesteinskörnungsanteil .	178
9.24 Material C: Referenzprobekörper	179
9.25 Material C: Probekörper ohne Schubrippe.	179
9.26 Probekörper von Blanford: Prüfalter 15 Tage	181
9.27 Probekörper von Blanford: Prüfalter 28 Tage	182
9.28 Vergleich der Ergebnisse mit Blanford	183
10.1 Rel. Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche über den gesamten Wandquerschnitt	189
10.2 Rel. Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche über L_e	190
10.3 Rel. Druckfestigkeiten der planmäßigen Verfüllversuche über L_e ohne Einschlüsse	191
10.4 Rel. Druckfestigkeiten des SF 4 über den gesamten Wandabschnitt	192
10.5 Rel. Druckfestigkeiten des SF 4 über L_e	193
10.6 Rel. Druckfestigkeiten des SF 4 über L_e ohne Einschlüsse .	194
10.7 Rel. Druckfestigkeiten des SF 5 über den gesamten Wandquerschnitt	195
10.8 Rel. Druckfestigkeiten des SF 5 über L_e	196
10.9 Vergleich der Druckfestigkeiten mit Bemessungswerten . . .	201
10.10 Vergleich der Druckfestigkeiten mit Bemessungswerten im Bereich von L_e	203
10.11 Vergleich der Druckfestigkeiten mit den Vorschlag für den Teilsicherheitsbeiwert	209
10.12 Relative Bruchspannungen von Probekörpern aus den planmäßig verfüllten Bauteilen	213

10.13	Korrelation der relativen Bruchspannungen mit dem relativen Gesteinskörnungsgehalt der Probekörperquerschnitte	214
10.14	Korrelation zwischen den Probekörpern mit und ohne Schubrippenaussparung	215
10.15	Korrelation zwischen den Referenzbiegezug- und -spaltzugfestigkeiten mit den Ergebnissen der Referenzstempelprüfungen ohne Schubrippenaussparung	217
10.16	Vergleich der Zugfestigkeiten mit Bemessungswerten nach DIN EN 1992	219
10.17	Vergleich der Zugfestigkeiten mit Bemessungswerten nach DNV GL	220
10.18	Steifigkeiten im linearen Bereich der Last-Verformungskurven	226
10.19	Anfänglicher triaxialer Steifigkeitsmodul	227
10.20	Korrelation des relativen anfänglichen Steifigkeitsmoduls mit dem relativen Gehalt an Gesteinskörnung im Bereich der Schubrippenaussparung	229
10.21	Steifigkeitsmodul im bemessungsrelevanten Bereich	230
B.1	Laborversuchsschalung	256
B.2	Rahmentragschalung	259
B.3	Schalungseinbauten	260
B.4	Kipprahmen	261
B.5	Untergestell	262
B.6	Stempelprüfrahmen	264
C.1	Rel. Druckfestigkeit planmäßig verfüllter LV, Material A	266
C.2	Rel. Druckfestigkeit planmäßig verfüllter LV, Material B	266
C.3	Rel. Druckfestigkeit planmäßig verfüllter LV, Material C	267
C.4	Rel. Biegezugfestigkeit planmäßig verfüllter LV, Material A	267
C.5	Rel. Biegezugfestigkeit planmäßig verfüllter LV, Material B	268
C.6	Rel. Biegezugfestigkeit planmäßig verfüllter LV, Material C	268
C.7	LV 1: Material A, w/f = min., trocken	272
C.8	LV 2: Material A, w/f = max., trocken	273
C.9	LV 3: Material A, w/f = min., nass	273
C.10	LV 4: Material A, w/f = max., nass	274
C.11	LV 5: Material B, w/f = min., trocken	274
C.12	LV 6: Material B, w/f = max., trocken	275
C.13	LV 7: Material B, w/f = min., nass	275

C.14 LV 8: Material B, w/f = max., nass	276
C.15 LV 9: Material C, w/f = min., trocken	276
C.16 LV 10: Material C, w/f = max., trocken	277
C.17 LV 11: Material C, w/f = min., nass	277
C.18 LV 12: Material C, w/f = max., nass	278
C.19 LV 13: Material A, w/f = min., trocken, SF 1	282
C.20 LV 14: Material A, w/f = min., nass, SF 1	283
C.21 LV 15: Material A, w/f = min., trocken, SF 2	283
C.22 LV 16: Material A, w/f = min., nass, SF 2	284
C.23 LV 17: Material A, w/f = Mittelw., nass, SF 3	284
C.24 LV 18: Material A, w/f = Mittelw., nass, SF 6	285
C.25 LV 19: Material A, w/f = Mittelw., nass SF 6	285
C.26 LV 20: Material A, w/f = min., max., trocken, SF 7	286
C.27 LV 21: Material B, w/f = min., trocken, SF 1	286
C.28 LV 22: Material B, w/f = min., nass, SF 1	287
C.29 LV 23: Material B, w/f = min., trocken, SF 2	287
C.30 LV 24: Material B, w/f = min., nass, SF 2	288
C.31 LV 25: Material B, w/f = Mittelw., nass, SF 6	288
C.32 LV 26: Material C, w/f = min., trocken, SF 1	289
C.33 LV 27: Material C, w/f = min., trocken, SF 2	289
C.34 LV 28: Material C, w/f = min., nass, SF 2	290
C.35 LV 29: Material C, w/f = min., nass, SF 3	290
C.36 LV 30: Material C, w/f = max., nass SF 3	291
C.37 LV 31: Material C, w/f = Mittelw., nass, SF 6	291
D.1 Fotostand mit einem von rechts eingeschobenem Querschnitt	298
D.2 Bildbearbeitung: vom Ausgangsfoto zum Bild mit freigestellter Gesteinskörnung	299
D.3 Ausgewertetes Bild mit markierten Auswertebereichen	300
D.4 Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung im Querschnitt, Kreise kennzeichnen die Messpunkte	301
D.5 Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung	301
D.6 Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung vor der Schubrippenaussparung	302
D.7 Material A, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung oberhalb der Schubrippenaussparung	302

D.8	Material B, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung	303
D.9	Material B, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung vor der Schubrippenaussparung	303
D.10	Material B, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung oberhalb der Schubrippenaussparung	304
D.11	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung im Querschnitt, Kreise kennzeichnen die Messpunkte	304
D.12	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung	305
D.13	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung vor der Schubrippenaussparung	305
D.14	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: prozentualer Anteil an Gesteinskörnung oberhalb der Schubrippenaussparung	306
E.1	Material B: Thermogramm	309
E.2	Material C: Thermogramm	309
E.3	Material A, planmäßiger Verfüllprozess: Schalungsdruck	311
E.4	Material B, planmäßiger Verfüllprozess: Schalungsdruck	312
E.5	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: Schalungsdruck	313
E.6	Material D, planmäßiger Verfüllprozess: Schalungsdruck	314
E.7	Material E, planmäßiger Verfüllprozess: Schalungsdruck	315
E.8	Material A, planmäßiger Verfüllprozess: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung	316
E.9	Material C, planmäßiger Verfüllprozess: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung	316
E.10	Material A, Begleitversuch	318
E.11	Material B, Begleitversuch	318
E.12	Material C, Begleitversuch	319
E.13	Material D, Begleitversuch	319
E.14	Material E, Begleitversuch	320
E.15	Material A, SF 4: Schalungsdruck	324
E.16	Material B, SF 4: Schalungsdruck	325
E.17	Material C, SF 4: Schalungsdruck	326
E.18	Material C, SF 4: maximale Temperaturen aus Hydratationswärmeentwicklung	327
E.19	Material C, SF 4: Druckfestigkeitsverteilung nach 28 Tagen	328

E.20	Material A, SF 5: Schalungsdruck	332
E.21	Material B, SF 5: Schalungsdruck	333
E.22	Material C, SF 5: Schalungsdruck	334
E.23	Material A, SF 5: maximale Temperaturen aus Hydratati- onswärmeentwicklung	335
E.24	Material B, SF 5: maximale Temperaturen aus Hydratati- onswärmeentwicklung	335
E.25	Material C, SF 5: maximale Temperaturen aus Hydratati- onswärmeentwicklung	336
F.1	Material A, Entnahmeposition der Probekörper, Anteil an Gesteinskörnung	337
F.2	Last-Verformungskurven Material A, V-Pk 1	338
F.3	Last-Verformungskurven Material A, V-Pk 2	338
F.4	Last-Verformungskurven Material A, V-Pk 3	339
F.5	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-3-1	339
F.6	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-2-5	340
F.7	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 3-1-5	340
F.8	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-4-2	341
F.9	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-4-1	341
F.10	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-4-5	342
F.11	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 4-1-3	342
F.12	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 4-5-3	343
F.13	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-3-5	343
F.14	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 2-1-1	344
F.15	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 4-1-2	344
F.16	Last-Verformungskurven Material A, Referenzprobekörper 1 ohne Schubrippe	345
F.17	Last-Verformungskurven Material A, Referenzprobekörper 2 ohne Schubrippe	345
F.18	Last-Verformungskurven Material A, Referenzprobekörper 3 ohne Schubrippe	346
F.19	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 1-1	346
F.20	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 3-2 oben	347
F.21	Last-Verformungskurven Material A, Probekörper 3-2	347
F.22	Material B, Entnahmeposition der Probekörper und pro- zentualer Anteil an Gesteinskörnung	348
F.23	Last-Verformungskurven Material B, V-Pk 1	349

F.24 Last-Verformungskurven Material B, V-Pk 2	349
F.25 Last-Verformungskurven Material B, V-Pk 3	350
F.26 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-3-2	350
F.27 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 5-4-2	351
F.28 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 2-2-2	351
F.29 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 4-4-2	352
F.30 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-2-1	352
F.31 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 5-4-1	353
F.32 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 5-2-1	353
F.33 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-2-2	354
F.34 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 6-1-1	354
F.35 Last-Verformungskurven Material B, Referenzprobekörper 1 ohne Schubrippe	355
F.36 Last-Verformungskurven Material B, Referenzprobekörper 2 ohne Schubrippe	355
F.37 Last-Verformungskurven Material B, Referenzprobekörper 3 ohne Schubrippe	356
F.38 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 1-1 ohne Schubrippe	356
F.39 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 3-3 ohne Schubrippe	357
F.40 Last-Verformungskurven Material B, Probekörper 4-3 ohne Schubrippe	357
F.41 Material C, Entnahmeposition der Probekörper der Stempelprüfungen und prozentualer Anteil an Gesteinskörnung unterhalb der Schubrippenaussparung	358
F.42 Last-Verformungskurven Material C, V-Pk 1	359
F.43 Last-Verformungskurven Material C, V-Pk 2	359
F.44 Last-Verformungskurven Material C, V-Pk 3	360
F.45 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 2-3-1	360
F.46 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-4-2	361
F.47 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-3-3	361
F.48 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-3-1	362
F.49 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 5-2-2	362
F.50 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 5-3-1	363
F.51 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 5-4-3	363
F.52 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-1-3	364

F.53 Last-Verformungskurven Material C, Referenzprobekörper 1 ohne Schubrippe	364
F.54 Last-Verformungskurven Material C, Referenzprobekörper 2 ohne Schubrippe	365
F.55 Last-Verformungskurven Material C, Referenzprobekörper 3 ohne Schubrippe	365
F.56 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 1-5 ohne Schubrippe	366
F.57 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 2-3 ohne Schubrippe	366
F.58 Last-Verformungskurven Material C, Probekörper 4-3 ohne Schubrippe	367
F.59 Last-Verformungskurven von Blanford, Probekörperalter: 15 Tage [Bla80]	368
F.60 Last-Verformungskurven von Blanford, Probekörperalter: 28 Tage [Bla80]	369

Wissenschaftlicher und beruflicher Werdegang

Name:	Michael Werner
Studium:	1999 - 2006 Studium des Bauingenieurwesens an der Ruhr-Universität Bochum: Diplom-Ingenieur
Berufliche Tätigkeit:	2007 - 2009 Bilfinger Berger AG, Zentrale Labore für Baustofftechnik, Mannheim, Malmö (Schweden), Wiesbaden
	2009 - 2010 LPI Ingenieurgesellschaft mbH, Hannover, Olkiluoto (Finnland)
	2010 - 2016 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der Leibniz Universität Hannover
	2017 - dato PAGEL SPEZIAL-BETON GmbH & Co. KG, Essen

Berichte aus dem Institut für Baustoffe

Bisher in dieser Schriftenreihe erschienene Hefte:

Heft 1: Thomas Freimann: „Einfluß von Steinkohlenflugasche auf das rheologische Verhalten von Zementleimen und -mörteln“, 2002

Heft 2: Susanne Thoke-Weidlich: „Alkaliionendiffusion in carbonatisierte und nicht carbonatisierte Betone“, 2002

Heft 3: Lasse Petersen: „Einfluss baustofflicher Schädigungsprozesse auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen“, 2003

Heft 4: Holger Höveling: „Robustheit von Selbstverdichtendem Beton (SVB)“, 2006

Heft 5: Jens Uwe Pott: „Entwicklungsstrategien für zementgebundene Schäume“, 2006

Heft 6: Steffen Anders: „Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints“, 2008

Heft 7: Maik Wefer: „Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung“, 2010

Heft 8: Fongjan Yirasit: „Chemical, Mechanical and Microstructural Properties of Alkali-Activated Cement“, 2010

Heft 9: Ludger Lohaus (Hrsg.); Thomas Steinborn (Hrsg.): „Fortschritte in der Baustofftechnik“, 2012

Heft 10: Nick Lindschulte: „Drucktragverhalten von Rohren aus Ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung“, 2013

Heft 11: Karen Fischer: „Betontechnische Einflüsse auf das Erscheinungsbild von Sichtbetonflächen bei Zementleimleckagen“, 2014

Heft 12: Thomas Steinborn (Hrsg.): „Festschrift Ludger Lohaus zur Vollendung des sechzigsten Lebensjahres“, 2014

Heft 13: Nadja Oneschkow: „Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung“, 2014

Heft 14: Yared Assefa Abebe: “Flowable and Stable Concrete: Design, Characterization and Performance Evaluation”, 2017

Heft 15: Michael Werner: „Realitätsnahe Materialeigenschaften von hochfesten Feinkornbetonen in Grouted Joints“, 2017

Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung

Die Hefte der bis 1995 laufenden Schriftenreihe „Mitteilungen des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung“ können ebenfalls über das Institut für Baustoffe der Leibniz Universität Hannover bezogen werden.

Institut für Baustoffe
Leibniz Universität Hannover
Appelstraße 9A
30167 Hannover
Tel.: 0511 / 762-3722
Fax: 0511 / 762-4736
<http://www.baustoff.uni-hannover.de>

Der Autor:

Michael Werner, Jahrgang 1979, studierte von 1999-2006 Bauingenieurwesen an der Ruhr-Universität Bochum. Er war in der Zeit von 2007-2009 für die Bilfinger Berger AG in Mannheim, Malmö (Schweden) und Wiesbaden als Ingenieur tätig. In der Zeit von 2009-2010 arbeitete er als Betoningenieur für die LPI Ingenieurgesellschaft mbH in Olkiluoto (Finnland). Von 2010-2016 war er als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe der Leibniz Universität Hannover tätig.

Ein Schwerpunkt seiner wissenschaftlichen Arbeit waren Grout-Verbindungen in Tragstrukturen für Offshore-Windenergieanlagen. Dieser Schwerpunkt beinhaltete die Identifikation von potenziellen Ausführungsfehlern, ihre Fehlervermeidung und die Entwicklung eines Verfahrens zur Bestimmung von realitätsnahen Materialeigenschaften von hochfesten Feinkornbetonen in Grouted Joints.

Dieses Buch stellt die genehmigte Dissertation des Autors dar.

ISBN 978-3-936634-18-1