

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

DIPLOMARBEIT

MASTER`S THESIS

**SCHWINDVERHALTEN VON
ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE**
und die
**AUSWIRKUNG VON POLYPROPYLENFASERN
AUF DIE FRÜHSCHWINDRISSBILDUNG**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs
unter der Leitung von

o. Univ.Prof. Dipl.-Ing. DDr.techn. Ulrich SCHNEIDER

und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Johannes HORVATH

[E 206]

Institut für Baustofflehre,
Bauphysik und Brandschutz

Eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Nicol JENNY

9426405

A-6721 St. Gerold 78

Vorwort

Auf diesem Wege möchte ich mich sehr herzlich beim Institutsvorstand o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. DDr.techn. Ulrich SCHNEIDER bedanken. Ein besonderer Dank gilt meinem Betreuer Univ.Ass. Dipl.-Ing. Johannes HORVATH, der durch seine vorbildliche Betreuung wesentlich zum Gelingen dieser Diplomarbeit beigetragen hat. Ebenso bin ich den Laboranten des Instituts zum Dank verpflichtet. Die Arbeit im Labor war für mich sehr angenehm und lehrreich.

Bedanken möchte ich mich auch bei meinen engsten Studienkollegen. Besonders hervorheben möchte ich DI Thomas Lang, mit dem ich den Großteil meines Studiums bestritten und in oft nächtelangen Sitzungen so manches Problem diskutiert und gelöst habe.

Der wichtigste Mensch in meinem Leben, meine Freundin Nadja, hat mir vor jeder schweren Prüfung seelische Unterstützung geschenkt. Trotz der großen geographischen Entfernung während meines Studiums, war sie immer sehr nahe bei mir.

Diese Diplomarbeit soll meiner Mutter, Heidi Jenny, und meinem kleinen Bruder Michael gewidmet werden. Sie können meinen bevorstehenden Wechsel in einen neuen Lebensabschnitt leider nicht mehr mitfeiern. Ich möchte mich bei meiner ganzen Familie bedanken, speziell bei meinem Vater Herbert Jenny, der mich bei meinem Studium stets mit uneingeschränktem Vertrauen unterstützt hat. Er hat mir den bestmöglichen Start ins Leben geschenkt.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Aufgabenstellung	1
1.2	Gliederung	2
1.3	Ziel	2
2	Grundlagen – UHPC	3
2.1	Entwicklung der Betontechnologie	3
2.2	Einführung	5
2.3	Ausgangsstoffe	6
2.3.1	Zement	6
2.3.1.1	Normalzement nach EN 197.....	6
2.3.1.2	Zement mit besonderen Eigenschaften	9
2.3.2	Zusatzstoffe	12
2.3.2.1	Zusatzstoffe nach EN 206-1	13
2.3.2.2	Gesteinsmehle.....	14
2.3.2.3	Silicastaub (SF)	14
2.3.3	Zusatzmittel	17
2.3.3.1	Zusatzmittel nach EN 934.....	17
2.3.3.2	Hochleistungsverflüssiger für UHPC	18
2.3.4	Betonzuschläge	20
2.3.4.1	Quarzsand	20
2.3.4.2	Quarzmehl	20
2.3.5	Faserarten	21
2.3.5.1	Stahlfasern	22
2.3.5.2	Polypropylenfasern.....	25
2.3.5.3	Glasfasern	27
2.4	Abbindephasen von Beton.....	28
2.5	W/Z-Wert, W/B-Wert	29
2.5.1	Allgemeines	29
2.5.2	W/B-Wert	31
2.5.3	Anrechenbarkeit von Zusatzstoffen	33
2.5.3.1	Flugasche	34
2.5.3.2	Mikrosilica.....	34

2.6	Nachbehandlung.....	37
2.6.1	Rissbildung	37
2.6.2	Festigkeitssteigerung.....	38
3	Verformungsverhalten von Beton	39
3.1	Allgemeines	39
3.2	Kriechverformung.....	39
3.2.1	Phänomene	39
3.2.2	Auswirkungen auf einen Verbundkörper.....	40
3.3	Schwindverformung	41
3.3.1	Phänomene	41
3.3.2	Auswirkungen auf einen Verbundkörper.....	42
3.4	Innerer und äußerer Zwang	43
3.4.1	Allgemein.....	43
3.4.2	Mechanische Grundlagen.....	43
3.5	Zwangsursachen	44
3.5.1	Allgemeines	44
3.5.2	Hydratationswärme.....	44
3.5.3	Schwinden	45
3.5.4	Umgebungswärme.....	46
3.6	Zwangs- und Eigenspannungen	47
3.7	Risse im Beton.....	48
3.7.1	Behinderungsgrad, Beanspruchungsgrad	48
3.7.2	Fugen	48
3.7.3	Konsequenzen für die Verarbeitung des Betons.....	49
4	Schwinden	50
4.1	Allgemeines	50
4.2	Schwindarten	51
4.2.1	Übersicht	51
4.2.2	Kapillar-, Früh- oder Plastisches Schwinden	51
4.2.3	Trocknungsschwinden.....	52
4.2.4	Autogenes Schwinden	54
4.2.5	Chemisches Schwinden	55
4.2.6	Carbonatisierungsschwinden.....	56
4.3	Schwindverformungen	57

4.3.1	Übersicht	57
4.3.2	Schwinden des Zementsteins	58
4.3.3	Schwinden des Zuschlags	58
4.3.4	Zusammensetzung von oben nach unten	59
4.3.5	Weitere Auswirkungen	59
5	Normen und Richtlinien für die Berechnung.....	60
5.1	Shrinkage 2000 – RILEM.....	60
5.2	AFGC.....	63
5.2.1	Einleitung	63
5.2.2	Effekt der thermischen Nachbehandlung	63
5.2.3	Kriechen – Schwinden	64
5.2.3.1	Freies Schwinden	64
5.2.3.2	Kriechen	65
5.2.4	Langzeitverhalten unter Dauerbelastung	67
5.3	Schwinden des Betons nach EC2.....	70
5.3.1	Einführung	70
5.3.1.1	Kriechen	70
5.3.1.2	Schwinden	72
5.3.2	Differentielle Spannungs-Dehnungs-Beziehung:	72
5.3.3	Stoffansätze.....	74
5.3.3.1	Summationsansatz nach DIN 4227	74
5.3.3.2	Produktansatz nach EC2.....	75
5.4	Schwinden des Betons nach ÖNORM B 4750.....	76
5.4.1	Grundswindmaß nach ÖNORM B 4750.....	76
5.4.2	Zeitlicher Verlauf des Schwindens nach ÖNORM B 4750	77
5.5	Schwinden des Betons nach DIN 1045.....	79
5.5.1	Definition der Verformungskomponenten	79
5.5.2	Vorhersage mittlerer Schwindverformung nach DIN 1045.....	81
5.5.3	Autogene Schwindverformung.....	82
5.5.3.1	Grundswindmaß für autogenes Schwinden nach DIN 1045	82
5.5.3.2	Zeitlicher Verlauf für autogenes Schwinden nach DIN 1045.....	83
5.5.4	Trocknungsschwinden	84
5.5.4.1	Grundswindmaß für Trocknungsschwinden nach DIN 1045	84
5.5.4.2	Zeitlicher Verlauf für Trocknungsschwinden nach DIN 1045	84

6	Messverfahren.....	87
6.1	Allgemeines	87
6.2	Volumetrisches Messverfahren.....	87
6.2.1	Chemisches Schwinden	87
6.2.1.1	Flaschentest (Elmenmayer).....	87
6.2.1.2	Ballontest (Kondomtest) oder auch Tauchwaage	88
6.2.2	Autogenes Schwinden	89
6.3	Lineare Messverfahren	92
6.3.1	Schwindrinne - gesamte Schwindverformung.....	92
6.3.2	Schwindrinne - Autogenes Schwinden	94
6.3.3	Schwindprisma - Gesamte Schwindverformung	96
6.3.4	Schwindprisma - Autogenes Schwinden.....	97
6.3.5	Schwindkegel.....	98
7	Rissbildung	100
7.1	Aktueller Wissensstand.....	100
7.2	Rissbildung im Stahlbetonbau	102
7.2.1	Allgemeines	102
7.2.2	Versuch an einem Zugstab.....	102
7.2.3	Mechanische Grundlagen.....	103
7.3	Versuchsverfahren.....	104
7.3.1	Rissbildung im Frischbeton.....	104
7.3.1.1	Universität Trondheim	104
7.3.1.2	Universität Innsbruck	106
7.3.1.3	Fachhochschule Leipzig	108
7.3.1.4	Richtlinie Faserbeton des ÖVBB (Ausgabe März 2002).....	109
7.3.1.5	Versuch von Isabel Pardon und Roland F. Zollo (USA).....	114
7.3.1.6	Versuch der „INTRO“	115
7.3.1.7	Versuch an der King Fahd Universität (Saudi Arabien)	116
7.3.2	Rissbildung des Festbetons - Reißrahmen.....	117
7.3.2.1	Allgemeines.....	117
7.3.2.2	Versuchsbeschreibung	117
7.3.2.3	Reißneigung im Reißrahmen.....	117

8	Schwindversuche an der TU-Wien	120
8.1	Versuchsaufbau	120
8.1.1	Schwindring	120
8.1.2	Betonprismen	122
8.1.3	Versuchstunnel	123
8.2	Versuchsablauf	126
8.2.1	Vorbereitung	126
8.2.2	Versuchsdurchführung	127
8.2.3	Probekörperlagerung	130
8.2.4	Auswertung	131
8.2.5	Vergleich Risslänge – bewertete Risslänge	133
8.2.6	Risstiefe	135
8.2.7	Rissbilder	136
8.2.8	Austrocknung	138
8.3	Versuchsreihe 1	139
8.3.1	Mischungsentwurf Versuchsreihe 1	139
8.3.2	Probenbezeichnung	140
8.3.3	Langzeitschwindversuch - Probe P0(5) ohne PP-Fasern	142
8.4	Versuchsreihe 2	143
8.4.1	Mischungsentwurf	143
8.4.2	Probenbezeichnung	143
8.4.3	Langzeitschwindversuch - Probe P0(2) ohne PP-Fasern	145
8.4.4	Langzeitschwindversuch - Probe P4 mit 4 kg/m ³ PP-Fasern	148
9	Versuchsergebnisse	150
9.1	Ausbreitmaß	150
9.2	Gewichtsverlust nach 20 Stunden	151
9.3	Auswertung Versuchsreihe 1	152
9.4	Auswertung Versuchsreihe 2	154
9.5	Vergleich von Versuchsreihe 1 und 2	156
9.6	Biegezugversuch Versuchsreihe 1 und 2	159
9.6.1	Biegezugversuch Versuchsreihe 1	160
9.6.2	Biegezugversuch Versuchsreihe 2	161

9.7	Druckversuch Versuchsreihe 1 und 2	163
9.7.1	Druckversuch Versuchsreihe 1	164
9.7.2	Druckversuch Versuchsreihe 2	165
10	Versuchsreihe 3	167
10.1	Allgemeines	167
10.2	Mischungsentwurf Versuchsreihe 3	167
10.3	Schwindversuch Versuchsreihe 3	171
10.3.1	Faser Bekaert Duomix M 6-16	171
10.3.2	Faser Bekaert Duomix M 20	173
10.3.3	Erkenntnisse aus der Versuchsreihe 3	174
10.3.4	Druckversuch - Versuchsreihe 3	175
11	Beurteilung der Ergebnisse	177
11.1	Biegezugversuch	177
11.2	Druckversuch	177
11.3	Langzeitschwindversuche	178
11.4	Frühschwindrissbildung von UHPC	178
11.5	Frühschwindrissbildung von Normalbeton	179
11.6	Vergleich Frühschwindrissbildung UHPC - Normalbeton	179
12	Zusammenfassung	180
13	Summary	182
14	Verzeichnisse	184
14.1	Literaturverzeichnis	184
14.2	Abbildungsverzeichnis	189
14.3	Tabellenverzeichnis	194
14.4	Gleichungsverzeichnis	195

1 Einleitung

1.1 Aufgabenstellung

Die Berücksichtigung des zeitabhängigen Dehnungsverhaltens des Betons ist in vielen Bereichen des modernen Betonbaus von enormer Wichtigkeit. Aufgrund des Kriechens und Schwindens des Betons ändert sich der Eigenspannungszustand mit der Zeit, was Auswirkungen auf die Verformungen und die Schnittgrößenverteilung des statischen Systems hat. Daher muss z.B. im Brückenbau das Kriechen und Schwinden des Betons beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis immer berücksichtigt werden. Bei Querschnitten, die aufgrund ihrer beulgefährdeten Abmessungen keine Schnittgrößenumlagerungen im statischen System ermöglichen, ist das Kriechen und Schwinden auch bei der Schnittgrößenberechnung im Grenzzustand der Tragsicherheit zu berücksichtigen [11].

Die Größe dieser Kriech- und Schwindverformungen sind für Normalbeton bekannt und können durch die neuen Ansätze im Eurocode 2 (siehe 5.3) noch genauer abgeschätzt werden. In den derzeitigen Normen (EC2, ÖNORM B 4710, DIN 1045) sind jedoch nur Festigkeitsklassen bis C100/115 für Hochfeste Betone geregelt.

Neueste Entwicklungen erlauben Festigkeiten weit über 150 N/mm². Man spricht von Ultrahochfestem Beton, der sich durch einen sehr niedrigen W/B-Wert, einen hohen Zementanteil und durch sehr feine Zuschläge auszeichnet. Es ist bekannt, dass bei höherem Mehlkornanteil ($\leq 0,125$ mm) die Schwindverformungen aufgrund der größeren Oberfläche, zunehmen und dadurch ein Ultrahochfester Beton, der ausschließlich aus feinen und feinsten Bestandteilen besteht, ein weit höheres Schwindmaß haben muss.

In dieser Arbeit soll abgeschätzt werden, wie viel sich das Schwindverhalten von Ultrahochfestem Beton zu Normalbeton unterscheidet. Diese Beurteilung geschieht mit Hilfe von Schwindringen, die das Frühschwindrissverhalten von Beton und die positive Auswirkung von Polypropylenfasern auf die Frühschwindrissbildung zeigen, aber auch das für baupraktische Belange relevante eindimensionale (lineare) Schwindmaß ϵ_s , das anhand von Langzeitschwindversuchen (56 Tage) ermittelt wird.

1.2 Gliederung

Nach dieser kurzen Einleitung werden im Kapitel 2 die Ausgangsstoffe und die Eigenschaften eines UHPC beschrieben. Im Kapitel 3 wird auf das Verformungsverhalten des Betons eingegangen.

Kapitel 4 befasst sich mit dem Begriff des Schwindens allgemein. Es werden hier die verschiedenen Schwindarten angeführt, sowie die Auswirkungen der Schwindverformungen aufgezeigt.

Kapitel 5 soll einen Überblick über den derzeitigen Stand der Technik geben und Einblick in die neuen Betonbaunormen verschaffen.

Im Kapitel 6 werden die verschiedene Messmethoden für die qualitative und quantitative Beurteilung des Schwindens vorgestellt. Kapitel 7 befasst sich mit der Rissbildung im Beton.

Abschließend werden in den Kapiteln 8 ff die eigentlichen Schwindversuche beschrieben und die Ergebnisse dargestellt und bewertet.

1.3 Ziel

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die positiven Auswirkungen bei der Zugabe von PP-Fasern auf die Frühschwindrissbildung von ultrahochfestem Beton zu untersuchen. Der Versuchsaufbau und -ablauf wurde in Anlehnung an die Richtlinie „Faserbeton“ der „Österreichischen Vereinigung für Beton- und Bautechnik“ durchgeführt. Die gemachten Adaptierungen werden in Kapitel 8 aufgezeigt.

Der Einsatz von Polypropylenfasern in Normal- und Hochfestbetonen kann eine deutliche Reduktion von Frühschwindrissen bewirken. Bestimmte Dosierungen anderer Fasertypen können ebenfalls ähnliche Wirkungen zeigen.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Anwendbarkeit des oben erwähnten Versuchsaufbaus nach der Richtlinie „Faserbeton“ für Ultrahochleistungsbeton zu untersuchen.

Zudem wurden Vergleichsversuche mit Normalbeton durchgeführt.

Für die Langzeitschwindversuche diente eine einfache Versuchsanordnung mit Betonprismen 40/40/160 mm nach ÖNORM EN 12617-4.

2 Grundlagen – UHPC

2.1 Entwicklung der Betontechnologie

Das moderne Bauen mit Zement und Beton basiert auf einer Vielzahl von richtungweisenden technisch-wissenschaftlichen Erkenntnissen. Einige davon reichen in die Antike zurück und haben bis heute nichts von ihrer Gültigkeit verloren. Seit der zufälligen Verwendung von Kalkstein im Altertum führt der Weg über die gezielte Aufbereitung dieses Materials und die Kombination mit anderen Stoffen zu einem neuen Werkstoff, dem Kalkmörtel. Die Erkenntnis der hydraulischen Eigenschaften bestimmter Materialkombinationen ermöglicht die Entwicklung des „Opus Caementitium“, des römischen Betons, und dessen Anwendung in Bauwerken, die wir als Zeitzeugen und auch wegen ihrer hohen architektonischen Qualität noch heute bewundern [9].

Im Mittelalter gerät der Baustoff Beton weitgehend in Vergessenheit. Erst Mitte des 18. Jahrhunderts wird Beton, mit den Untersuchungen zur Hydraulizität des Wasserkalks zur Herstellung von Zement, wieder entdeckt. Hundert Jahre später entwickelt sich nach dem Vorbild des Lehmbaus die Stampfbetontechnik.

Es folgen die verschiedensten Experimente zur Verbesserung der Zugfestigkeit von Bauteilen aus Beton durch Eiseneinlagen und darauf die Perfektionierung des Eisenbetonbaus (siehe Abbildung 1). Die Entwicklung der grundlegenden Berechnungsverfahren führt schließlich zu einer allgemeingültigen Theorie des Eisenbetons und damit auch zur modernen Stahlbetontechnologie.

Weiterentwicklungen im Bereich des Spannbetons machen die Vergrößerung der Spannweiten bei gleichzeitiger Einsparung von Masse möglich. Seit ca. 2 Dekaden werden hochfeste Betone für besondere Anwendungen im Hoch- und Tiefbau hergestellt und erfolgreich eingesetzt [9].

Doch die Entwicklung geht weiter. Anfang der 90er Jahre wurde erstmals in Frankreich an der Bouygues S.A. Scientific Division an der Entwicklung eines Betons gearbeitet, der Druckfestigkeiten weit über 140 N/mm² erreichte. Man bezeichnete diesen Beton, aufgrund seiner Feinheit und Reaktivität der trockenen Bestandteile, als Reactive Powder Concrete (RPC).

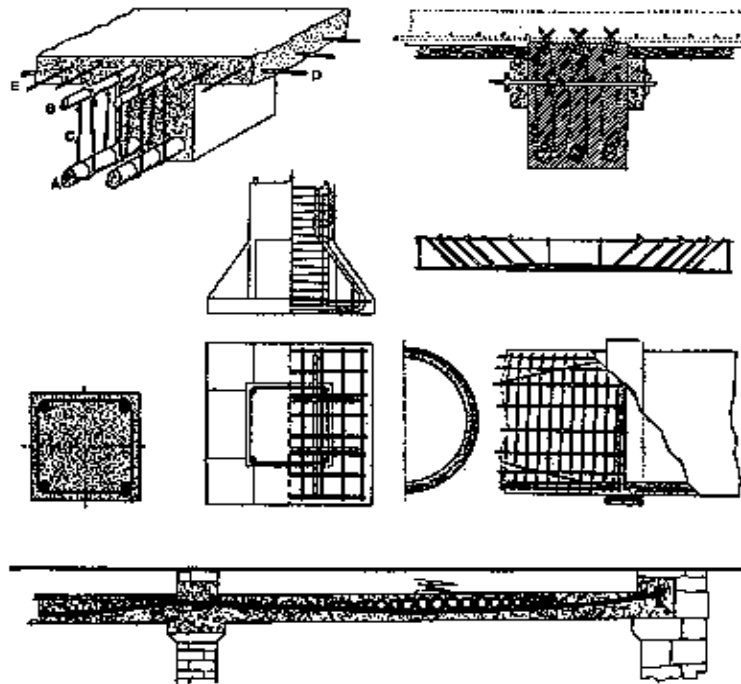


Abbildung 1: Zeichnung aus einem Patent zur Bewehrung von Betondecken, Francois Coignte, 1845 William Boutland Wilkinson, Zeichnung aus seinem Patent für Eisenbetonverbunddecken; [9]

In Frankreich werden diese neuen ultrahochfesten Betone als „Reactive Powder Concrete“ (RPC) bezeichnet. In amerikanischen Artikeln liest man oft VHSC (Very High Strength Concrete). International wird dieser neue Beton meist als „Ultra High Performance Concrete“ (UHPC) bezeichnet.

UHPC bildet eine neue Familie der zementgebundenen Materialien und besteht ausschließlich aus sehr feinen Zuschlägen. Durch die Reduzierung der Zuschlagskorngröße mit optimierter Abstufung aller Partikel, der Zugabe von Betonzusatzmitteln und Zusatzstoffen sowie einer adaptierten Nachbehandlung sind Festigkeiten bis zu 800 N/mm^2 erreichbar [10].

Die technologische Entwicklung von UHPC ist sicherlich noch nicht genug ausgereift und schon gar nicht abgeschlossen. Mit Hilfe von ultrahochfestem Beton wird es künftig möglich sein, filigrane Betonkonstruktionen zu entwickeln, die sich durch eine nahezu unbeschränkte Formenvielfalt sowie durch Leichtigkeit und Transparenz auszeichnen und damit den Idealvorstellungen der heutigen Architektur gerecht werden.

2.2 Einführung

Hochleistungs- und Ultrahochleistungsbetone zeichnen sich vor allem durch die auf das Eigengewicht bezogene hohe aufnehmbare Druckfestigkeit aus. Diese Betone werden jedoch zunehmend auf Grund der niedrigen Porosität und somit hohen Gefügedichte auch in Bereichen mit aggressiver Umgebung wirtschaftlich erfolgreich eingesetzt (z.B. Unterbaukonstruktionen des Kühlturmes CATTENOM aus „Reactive Powder Concrete“) [38].

Als Ultrahochleistungsbeton wird ein homogener Beton mit einem sehr fein abgestimmten Korngefüge und Kleinstfraktionen der Zuschläge (≤ 1 mm) bezeichnet, dessen Würfeldruckfestigkeiten von 140 bis 800 N/mm² reicht. In Tabelle 1 ist die typische Materialzusammensetzung für einen UHPC mit 200 N/mm² Würfeldruckfestigkeit angeführt.

Tabelle 1: Typische Zusammensetzung eines UHPC 200; [37]

Material	[kg/m ³]	[%]
Portlandzement Typ V	955	36,7
Quarzsand (150-400 µm)	1051	40,4
Silicastaub (18 m ² /g)	229	8,8
sedimentiertes Silica (35 m ² /g)	10	0,4
Superverflüssiger	13	0,5
Stahlfasern	191	7,3
Wasser	153	5,9
Summe	2602	100

Der verwendete Portlandzement Typ V entspricht einem hochsulfatbeständigen CEM I 42,5 R HS. Als Zuschlagstoff wird feiner Quarzsand mit Korngrößen zwischen 150 bis 400 µm verwendet. Die Stahlfasern mit einer Länge von 12,5 mm und einem Durchmesser von 180 µm sind gerade und deren Oberfläche ist glatt. Obwohl der W/Z-Wert sehr gering ist, lässt sich UHPC bei Zugabe eines Superverflüssigers wie klassischer Beton verarbeiten [37].

2.3 Ausgangsstoffe

2.3.1 Zement

Wesentlicher Hauptbestandteil der Zemente ist Portlandzementklinker. Die chemische Zusammensetzung des Klinkers kann in Abhängigkeit von den verwendeten Roh- und Brennstoffen und den Brenn- und Abkühlbedingungen erheblich schwanken. Die oxidischen Hauptbestandteile des Klinkers bilden die Hauptklinkerphasen (siehe Tabelle 2). Alit als wichtigster Klinkerbestandteil wirkt vor allem festigkeitsbildend und bestimmt die Anfangs- und Endfestigkeiten [34].

Tabelle 2: Hauptklinkerphasen im Portlandzementklinker; [34]

Mineral		Formel	Kurzform	Gehalt in %
Tricalciumsilicat	Alit	$3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S	40 – 80
Dicalciumsilicat	Belit	$2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S	2 – 30
Tricalciumaluminat	Aluminat	$3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A	3 - 15
Calciumaluminatferrit	Aluminatferrit	$4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4(\text{A},\text{F})$	4 - 15

Neben Portlandklinker werden als weitere wichtige Hauptbestandteile Hüttensand und Kalkstein verwendet, deren Einsatz aus ökologischer Sicht (Senkung des CO_2 -Ausstoßes) positiv wirkt. Durch entsprechende Hüttensandanteile im Zement werden außerdem besondere Zementeigenschaften wie NW (niedrige Hydratationswärme), HS (hoher Sulfatwiderstand) und NA (niedriger Alkaligehalt) erreicht [34] (siehe Punkt 2.3.1.2).

2.3.1.1 Normalzement nach EN 197

Im April 2001 wurde durch die europaweite Einführung der EN 197-1 Zement, Teil 1: „Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement“ die bisher geltenden nationalen Normen ersetzt. Damit sind statt drei nun die folgenden fünf Hauptarten der Zemente normativ geregelt (siehe Tabelle 3) [34].

Neu sind die Möglichkeiten der Verwendung weiterer Hauptbestandteile, die Kombination verschiedener Hauptbestandteile und die Möglichkeit höherer Einsatzmengen.

Tabelle 3: Hauptzementarten nach ÖN EN 197-1 (neu) und Zuordnung der Zemente nach DIN 1164-1:1994 (alt); [34]

	neu nach EN 197-1; 2001		alt nach DIN 1164-1; 1994	
CEM I	Portlandzement	CEM I	Portlandzement	CEM I
CEM II	Portlandhüttenzement	CEM II/A-S CEM II/B-S	Portlandhüttenzement	CEM II/A-S CEM II/B-S
	Portlandpuzzolanzement	CEM II/A-P CEM II/B-P	Portlandpuzzolanzement	CEM II/A-P CEM II/B-P
	Portlandflugaschezement	CEM II/A-V	Portlandflugaschezement	CEM II/A-V
	Portlandschieferzement	CEM II/A-T CEM II/B-T	Portland <i>ö</i> lschieferzement	CEM II/A-T CEM II/B-T
	Portlandkalksteinzement	CEM II/A-LL	Portlandkalksteinzement	CEM II/A-LL
	Portland <i>komposit</i> zement	CEM II/B- <i>M(S-V)</i>	Portland <i>flugaschehütten</i> zement	CEM II/B- <i>M(S-V)</i>
CEM III	Hochofenzement	CEM III	Hochofenzement	CEM III
CEM IV	Puzzolanzement			
CEM V	Kompositzement			

Hauptbestandteile der Zemente nach EN 197-1 sind Portlandzementklinker (K), Hüttsand, granuliert Hochofenschlacke (S), Silicastaub (D), natürliche Puzzolane (P), natürlich getemperte Puzzolane (Q), kieselsäurereiche Flugaschen (V), kalkreiche Flugaschen (W), gebrannter Schiefer (T) sowie zwei Kalksteinqualitäten (LL) mit einem Gesamtgehalt an organischem Kohlenstoff (TOC) ≤ 20% und (L) mit einem Gesamtgehalt an organischem Kohlenstoff (TOC) ≤ 50% (siehe Tabelle 4 und Tabelle 5).

Nebenbestandteile können besonders ausgewählte anorganische natürliche mineralische Stoffe, anorganische mineralische Stoffe aus der Klinkerherstellung oder ein oder mehrere als Hauptbestandteile verwendbare Stoffe, soweit sie nicht Hauptbestandteile dieses Zementes sind, sein. Diese Stoffe können inert (reaktionsträge) sein oder schwach hydraulisch, latent hydraulisch oder puzzolanisch wirken.

Calciumsulfat wird den anderen Zementbestandteilen in Form von Gips $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, Halbhydrat $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2 \cdot \text{H}_2\text{O}$ und/oder Anhydrit CaSO_4 zur Erstarrungsregelung zugesetzt. Gips und Anhydrit liegen als natürliche Stoffe vor, Calciumsulfat ist auch als Nebenprodukt bestimmter industrieller Verfahren verfügbar [34].

Tabelle 4: Hauptbestandteile der Zemente nach EN 197-1: 2000; [34]

Portlandzement- klinker	(K)	Hydraulisches Material, das zu mindestens 2/3 aus Calciumsilicaten ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ und $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$) bestehen muss; der Rest sind Aluminium und Eisen enthaltende Klinkerphasen und andere Verbindungen; Herstellung durch Sinterung einer genau festgelegten Rohstoffmischung; enthaltene Elemente als Oxide ausgedrückt: CaO , SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , geringe Mengen anderer Stoffe
Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke)	(S)	Weist bei geeigneter Anregung hydraulische Eigenschaften auf; entsteht durch schnelles Abkühlen einer Schlackenschmelze geeigneter Zusammensetzung, die im Hochofen beim Schmelzen von Eisenerz gewonnen wird; mindestens 2/3 der Masse sind glasig erstarrte Bestandteile; muss zu mindestens 2/3 der Masse aus Calciumoxid (CaO), Magnesiumoxid (MgO) und Siliciumdioxid (SiO_2) bestehen; der Rest enthält Aluminium und geringe Anteile anderer Verbindungen
Puzzolane		Natürliche Stoffe mit kieselensäurehaltiger oder alumosilicatischer Zusammensetzung oder eine Kombination davon; erhärten fein gemahlen in Gegenwart von Wasser mit Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) unter Entstehung von festigkeitsbildenden Calciumsilicat- und Calciumaluminatverbindungen
Natürliches Puzzolan	(P)	i.A. Stoffe vulkanischen Ursprungs oder Sedimentgestein mit geeigneter chemisch-mineralogischer Zusammensetzung
Natürliches getempertes Puzzolan	(Q)	Thermisch aktivierte Gesteine vulkanischen Ursprungs, Tone, Schiefer oder Sedimentgestein
Flugasche		Gewonnen durch elektrostatische oder mechanische Abscheidung von staubartigen Partikeln aus Rauchgasen von Feuerungen, die mit feingemahlener Kohle betrieben werden
Kieselsäurereiche Flugasche	(V)	Feinkörniger Staub aus hauptsächlich kugeligen Partikeln mit puzzolanischen Eigenschaften; Wesentliche Bestandteile: reaktionsfähiges Siliciumdioxid (SiO_2) $\geq 25,0$ M% und Aluminiumoxid (Al_2O_3); der Rest enthält Eisen(III)oxid (Fe_2O_3) und andere Verbindungen
Kalkreiche Flugasche	(W)	Feinkörniger Staub mit hydraulischen und/oder puzzolanischen Eigenschaften; wesentliche Bestandteile: reaktionsfähiges Calciumoxid $15,0$ M% \geq (CaO) $\geq 10,0$ M%, reaktionsfähiges Siliciumoxid (SiO_2) $\geq 25,0$ M% und Aluminiumoxid (Al_2O_3); der Rest enthält Eisen(III)oxid (Fe_2O_3) und andere Verbindungen
Gebrannter Schiefer	(T)	Weist in fein gemahlenem Zustand ausgeprägte hydraulische Eigenschaften wie Portlandzement und daneben puzzolanische Eigenschaften auf; Herstellung bei Temperaturen von ca. 800 °C in einem speziellen Ofen; Wesentliche Bestandteile: Klinkerphasen, vor allem Dicalciumsilicat und Monocalciumaluminat, geringe Mengen an freiem Calciumoxid (CaO) und Calciumsulfat, größere Anteile puzzolanisch reagierender Oxide, insbesondere Siliciumdioxid (SiO_2)
Kalkstein		Anforderungen: Der aus dem CaO -Gehalt berechnete Calciumcarbonatgehalt muss einen Massenanteil von mindestens 75% erreichen; Tongehalt darf $1,20$ g/100 g nicht übersteigen
Kalkstein	(L)	Gesamtgehalt an organischem Kohlenstoff nach dem Prüfverfahren pr EN 13639: $\text{TOC} \leq 50$ M-%
Kalkstein	(LL)	Gesamtgehalt an organischem Kohlenstoff nach dem Prüfverfahren pr EN 13639: $\text{TOC} \leq 20$ M-%
Silicastaub	(D)	Sehr feine kugelige Partikel mit einem Gehalt an amorphem Siliciumdioxid von ≥ 85 %; Entsteht bei der Reduktion von hochreinem Quarz mit Kohle in Lichtbogenöfen bei der Herstellung von Silicium- und Ferrosiliciumlegierungen

Zementzusätze (z.B. Mahlhilfsmittel) werden zugegeben, um die Herstellung oder die Eigenschaften von Zement zu verbessern und dürfen nicht die Korrosion der Bewehrung fördern oder die Eigenschaften des Zementes oder des damit hergestellten Mörtels bzw. Betons beeinträchtigen.

Die Gesamtmenge (ausgenommen Pigmente) darf einen Massenanteil von 1,0 % bezogen auf den Zement nicht überschreiten; die Menge an organischen Zusatzmitteln im Trockenzustand darf einen Massenanteil von 0,5 % bezogen auf den Zement nicht überschreiten [34].

2.3.1.2 Zement mit besonderen Eigenschaften

Zemente mit besonderen Eigenschaften müssen allen Anforderungen für Zemente nach EN 197-1 erfüllen.

Die Normbezeichnung von Zementen mit besonderen Eigenschaften erfolgt, wie die der Normalzemente, durch Angabe der Zementart, des Normenbezuges, des Kurzzeichens der Zementart (siehe Tabelle 5), durch die Zahlen 32,5, 42,5 oder 52,5 für die Festigkeitsklasse, durch die Buchstaben N bzw. R als Hinweis auf die Anfangsfestigkeit und zusätzlich durch die Kennbuchstaben für die besondere Eigenschaft [34].

Zemente mit niedriger Hydratationswärme – NW-Zemente

Zement mit niedriger Hydratationswärme (NW) darf bei Bestimmung nach dem Lösungswärme-Verfahren nach EN 196-8 in den ersten 7 Tagen eine spezifische Wärmemenge von höchstens 270 J/g entwickeln (siehe Tabelle 7). Aufgrund ihrer relativ geringen Hydratationswärmerate im Frühstadium der Hydratation werden NW-Zemente überwiegend zur Herstellung massiger Betonbauteile verwendet, um die Gefahr von Rissbildungen infolge Temperaturspannungen zu vermindern [34].

Zemente mit hohem Sulfatwiderstand - HS-Zemente

Als Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (HS) gelten nach EN 197-1 entweder Portlandzemente CEM I mit $C_3A \leq 3$ M.-% und $Al_2O_3 \leq 5$ M.-% oder Hochofenzemente CEM III/B und CEM III/C mit Hüttensand ≥ 66 M.-% (siehe Tabelle 7).

Die Sulfatbeständigkeit beider Zementarten beruht auf verschiedenen Mechanismen. Während im Portlandzement durch die Begrenzung von C₃A- und Al₂O₃-Gehalt die Reaktionspartner für die schädlichen Reaktionen minimiert werden, weist der erhärtete Hochofenzement aufgrund des hohen Hüttensandgehaltes einen so hohen Diffusionswiderstand auf, dass die Sulfationen nicht eindringen können [34].

Tabelle 5: Zusammensetzung Normalzemente nach EN 197-1: 2000; [34]

Hauptzementarten	Bezeichnung der 27 Produkte (Normalzementarten)		Zusammensetzung: (Massenanteile in Prozent) ^a												
			Hauptbestandteile										Nebenbestandteile		
			Portlandzementklinker	Hüttensand	Silicastaub	Puzzolane		Flugasche		Gebrannter Schiefer	Kalkstein				
K	S	D ^b	P	Q	V	W	T	L	LL						
CEM I	Portlandzement	CEMI	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
	Portlandhüttenzement	CEMII/A-S	80-94	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEMII/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Portlandsilicastaubzement	CEMII/A-D	90-94	-	6-10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEMII/A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
	Portlandpuzzolan-zement	CEMII/B-P	65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEMII/A-Q	80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEMII/B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEMII/A-V	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
	Portlandflugaschezement	CEMII/B-V	65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
		CEMII/A-W	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	0-5
	Portland-schieferzement	CEMII/B-W	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	0-5
		CEMII/A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5
	Portlandkalksteinzement	CEMII/B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
		CEMII/A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	0-5
	Portlandkompositzement ^c	CEMII/B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	0-5
		CEMII/A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5
		CEMII/B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5
CEMII/A-M		80-94	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	0-5	
CEMII/B-M	65-79	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	←	0-5		
CEM III	Hochofenzement	CEMIII/A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEMIII/B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
		CEMIII/C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5	
CEM IV	Puzzolan-zement ^c	CEMIV/A	65-89	-	←	←	←	←	←	←	←	←	←	0-5	
		CEMIV/B	45-64	-	←	←	←	←	←	←	←	←	←	0-5	
CEM V	Kompositzement ^c	CEMV/A	40-64	18-30	-	←	←	←	←	←	←	←	←	0-5	
		CEMV/B	20-58	31-50	-	←	←	←	←	←	←	←	←	0-5	

Tabelle 1 – Die 27 Produkte der Familie der Normalzemente

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

b Der Anteil von Silicastaub ist auf 10 % begrenzt.

c In den Portlandkompositzementen CEM II/A-M und CEM II/B-M, in den Puzzolanzementen CEM IV/A und CEM IV/B und in den Kompositzementen CEM V/A und CEM V/B müssen die Hauptbestandteile außer Portlandzementklinker durch die Bezeichnung des Zementes angegeben werden

Tabelle 6: Hydratationswärme verschiedener Zemente (Richtwerte) bestimmt im Lösungskalorimeter nach EN 196-8 (20 °C, isotherme Lagerung); [34]

Zementart	Zement-Festigkeitsklasse	Hydratationswärmerate im Frühstadium	Hydratationswärme in J/g nach		
			2 Tagen	7 Tagen	28 Tagen
CEM III/B	32,5 N	gering	70 – 150	150 – 270	210 – 340
CEM I; CEM II	32,5 R	normal	170 – 300	270 – 340	300 – 400
CEM I	52,5 R	hoch	230 - 320	330 - 380	380 - 420

Abweichungen von den angegebenen Werten sind bei den verschiedenen Zementarten und Festigkeitsklassen möglich.

Zemente mit niedrigem Alkaligehalt - NA-Zemente

Diese Zemente werden verwendet, um eine schädliche Alkali-Kieselsäure-Reaktion zu vermeiden, die bei bestimmten Zuschlägen ausgelöst werden kann. Aus prüftechnischen Gründen wird für NA-Zemente der Gesamtalkaligehalt, bestimmt als Na₂O-Äquivalent, begrenzt. Dieser liegt allgemein für Zemente bei 0,60 % Na₂O-Äquivalent. Da davon auszugehen ist, dass in hüttensandhaltigen Zementen, im Gegensatz zum Portlandzement CEM I, nicht der gesamte Alkaligehalt bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion wirksam wird, sind die Grenzwerte des zulässigen Gesamtalkaligehaltes für hüttensandhaltige NA-Zemente höher (siehe Tabelle 7). Neben den in der Norm definierten NA-Zementen werden CEM II/B-S Zemente mit bauaufsichtlicher Zulassung als NA-Zemente produziert [34].

Tabelle 7: Zusätzliche Anforderungen an Zement mit besonderen Eigenschaften, definiert als charakteristische Werte; [34]

Eigenschaften	Prüfung nach	Zementart	Festigkeits-Klasse	Anforderung In M.-% vom Zement
Glühverlust	ÖN EN 196-2	CEM I CEM III	alle	≤ 5,0 %
Unlöslicher Rückstand	ÖN EN 196-2 (in Salzsäure und Natriumcarbonat)	CEM I CEM III	alle	≤ 5,0 %
Sulfatgehalt (als SO ₃)	ÖN EN 196-2	CEM I CEM II ¹⁾	32,5 N 32,5 R 42,5 N	≤ 3,5 %
		CEM IV CEM V	42,5 R 52,5 N 52,5 R	≤ 4,0 %
		CEM III ²⁾	alle	
Chloridgehalt	ÖN EN 196-21	alle ³⁾	alle	≤ 0,10 % ⁴⁾
Puzzolanität	EN 196-5	CEM IV	alle	erfüllt die Prüfung

¹⁾ Zementart CEM II/B-T darf in allen Festigkeitsklassen bis 4,5 % SO₃ enthalten.
²⁾ Zementart CEM III/C darf bis 4,5 % SO₃ enthalten
³⁾ Zementart CEM III darf mehr als 0,10 % Chlorid enthalten, der tatsächliche Chloridgehalt muss dann aber auf der Verpackung oder dem Lieferschein festgehalten werden.
⁴⁾ Für Spannbetonanwendungen können Zemente nach einer niedrigeren Anforderung hergestellt werden. In diesem Fall ist der Wert von 0,10 % durch den niedrigeren Wert zu ersetzen, der auf dem Lieferschein anzugeben ist.

2.3.2 Zusatzstoffe

Zusatzstoffe werden dem Beton zugegeben um die Frisch- und Festbetoneigenschaften zu beeinflussen. Aufgrund der größeren Zugabemengen sind sie bei der Stoffraumrechnung zu berücksichtigen. Sie sind genormte oder bauaufsichtlich zugelassene Produkte, die einer Eigen- und Fremdüberwachung unterliegen.

Anorganische Zusatzstoffe

Mineralische, mehlfeine Stoffe geringer Partikelgröße wie

- inerte Gesteinsmehle (z.B. Kalkstein) - Typ I
- puzzolanische, latent hydraulische Stoffe (z.B. Trass, Flugasche, Silicastaub) - Typ II

Organische Zusatzstoffe

Kunststoff-Dispersionen, d.h. Systeme von fein verteilten Kunststoffpartikeln in Wasser zur Herstellung kunststoffmodifizierter Zementbetone wie

- PCC (Polymer-Cement-Concrete)
- ECC (Epoxy-Cement-Concrete)

Pigmente

Anorganische (z.B. Metalloxide) oder organische (z.B. Ruß), mehlfeine Zusätze zur dauerhaften Farbgebung des Betons.

Fasern

Fasern werden aus unterschiedlichen Stoffen hergestellt und besitzen unterschiedliche Größen und Formen. Sie werden verwendet, um die Verankerung und die Übernahme von Kräften im Zementstein zu übernehmen. Es gibt Betonfasern in verschiedensten Materialien und mit unterschiedlichsten Eigenschaften. Man unterscheidet:

- Stahlfasern
- Kunststofffasern
- Glasfasern
- Kohlenstofffasern

Für alle Zusatzstoffe gilt der Grundsatz, dass sie niemals ohne Eignungsprüfung im Beton verwendet werden dürfen [34].

2.3.2.1 Zusatzstoffe nach EN 206-1

Zusatzstoffe nach diesen Normen werden im Beton verwendet, um sowohl Verarbeitungs- als auch Nutzungseigenschaften zu beeinflussen. Sie sind als Volumenbestandteile zu berücksichtigen, da sie dem Beton in größeren Mengen zugesetzt werden [34].

Zusatzstoffe greifen im Wesentlichen passiv in den Verarbeitungsprozess des Betons ein (meist inert).

Es werden 2 Grundtypen der Zusatzstoffe unterschieden:

Typ I nahezu inaktive (inerte) Zusatzstoffe, z. B.:

- Gesteinsmehle (Füller)
- Pigmente
- Zusatzstoffe

Typ II puzzolanische oder latent hydraulische Zusatzstoffe, z. B.:

- Flugasche
- Trass
- Silicastaub

Beispiele für die Verwendung von Zusatzstoffen zur Beeinflussung bzw. Verbesserung von **Verarbeitungseigenschaften**:

- selbstverdichtender Beton
- Bohrpfahlbeton
- Unterwasserbeton
- Beton mit verminderter Wärmeentwicklung

Beispiele für die Verwendung von Zusatzstoffen zur Beeinflussung der **Nutzungseigenschaften**:

- hochfester Beton
- Beton mit erhöhtem Widerstand gegen chemischen Angriff
- Sichtbeton

2.3.2.2 Gesteinsmehle

Gesteinsmehle sind inerte Materialien (Typ I), die keinerlei hydraulische oder puzzolanische Eigenschaften aufweisen und nur der Verbesserung der Sieblinie und damit der Verarbeitbarkeit des Betons dienen. Je größer die Feinheit, desto besser ist im Allgemeinen die Füllerwirkung. Anforderungen für z.B. Quarz- und Kalksteinmehl sind Tabelle 8 zu entnehmen [34].

Tabelle 8: Technische Kennwerte für Trass und Gesteinsmehle; [34]

Eigenschaften / Kennwerte	Maßeinheit	Trass ÖN B 3323	Gesteinsmehle DIN 4226-1	
			Quarz	Kalkstein
Spez. Oberfläche	cm ² /g	≥ 5000	≥ 1000	≥ 3500
Glühverlust	M.-%	≤ 12	0,2	Ca. 40
Sulfat (SO ₂)	M.-%	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0
Chlorid (Cl)	M.-%	≤ 0,10	≤ 0,02	≤ 0,02
Dichte ¹⁾	kg/dm ³	2,40 – 2,60	≈ 2,65	2,60 – 2,70
Schüttdichte ¹⁾	kg/dm ³	0,7 – 1,0	1,3 – 1,5	1,0 – 1,3

¹⁾ Richtwerte für bisherigen Erfahrungsbereich

2.3.2.3 Silicastaub (SF)

Silicastaub (Microsilica, silica fume) ist ein sehr feinkörniger, mineralischer Stoff, der bei der Gewinnung von Silicium und Silicium-Legierungen in elektrischen Lichtbogenöfen bei der Abgasreinigung anfällt und aus hauptsächlich kugeligen Teilchen von amorphem Siliciumdioxid SiO₂ (80 – 98 %) mit einer spezifischen Oberfläche von ca. 18 - 25 m²/g und einer durchschnittlichen Partikelgröße von 0,1 – 0,2 µm besteht.

Silicastaub ist ein sehr reaktives Puzzolan (Typ II) und wirksamer Füller, der im Beton zum Erzielen besonderer Eigenschaften, wie hohe Dichtigkeit und Festigkeit, eingesetzt wird. Er hat einen hohen Wasseranspruch und erfordert daher üblicherweise eine hohe Fließmitteldosierung (FM). Beton mit Silicastaub weist ein sehr gutes Zusammenhaltevermögen auf und neigt zum „Kleben“. Regeln zur Anrechenbarkeit von Silicastaub hinsichtlich Zementgehalt und Wasser-Zement- Wert sind in Tabelle 14 dargelegt.

Silicastaub wird pulverförmig oder als wässrige Suspension (i.d.R. 50 % Feststoff) geliefert. Die übliche Dosierung für Beton liegt bei 3 - 7 M.-% vom Zement, für Spritzbeton zur Vermeidung von Rückprall auch bis ca. 10 M.-%. Anforderungen an Silicastaub sind unter anderem Tabelle 9 zu entnehmen [34].

Tabelle 9: Technische Kennwerte für Silicastaub; [34]

Eigenschaften/Kennwerte	Maßeinheit	Silicastaub	
		Pulver	Suspension
Kornanteil < 0,04 mm	M.-%	≥ 85	≥ 85 ²⁾
Spezifische Oberfläche	m ² /g	≥ 18	-
		≤ 25	-
Glühverlust	M.-%	≤ 3,0	≤ 3,0
Sulfat (SO ₃)	M.-%	≤ 2,0	≤ 2,0
Chlorid (C)	M.-%	≤ 0,10	≤ 0,10
Dichte ¹⁾	kg/dm ³	ca. 2,2	ca. 1,4
Schüttdichte ¹⁾	kg/dm ³	0,3 – 0,6	-

¹⁾ Richtwert für bisherige Erfahrungen
²⁾ Bezogen auf die getrocknete Substanz

Die Zugabemenge für HPC beträgt in der Regel 5 – 10 % des Zementgewichtes. Ab ca. 5 % Zugabemenge ist eine deutliche Festigkeitssteigerung bei Beton infolge Silicastaub zu verzeichnen.

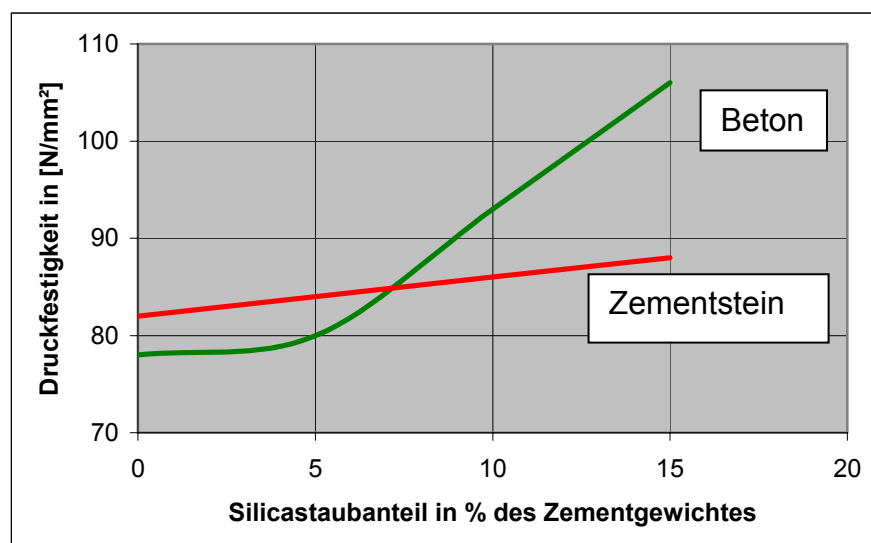


Abbildung 2: Einfluss des Silicastaubes auf die Druckfestigkeit; [36]

Wie man aus Abbildung 2 erkennen kann, nimmt die Festigkeit von vergleichbarem Beton mit steigendem Silicagehalt deutlich zu, während die Festigkeit des Zementsteins nur leicht ansteigt [3].

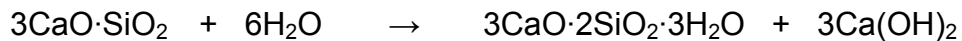
Silicastaubanteil von ca. 15 % des Zementgewichtes stellt einen oberen Grenzwert für konventionelle Hochleistungsbetone dar, da mit zunehmenden Silicastaubanteil eine deutlich zunehmende Klebrigkeit des Betons einhergeht, und damit die Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit wesentlich erschwert wird. Mit hochleistungsfähigen Verflüssigern (siehe Kapitel 2.3.3.2) sind auch Beimengungen über 15 % Silicastaubanteil möglich, welche zur Herstellung von ultrahochfestem Beton nötig sind.

Die Wirkungsweise des Silicastaubes ist im Wesentlichen auf folgende Eigenschaften zurückzuführen:

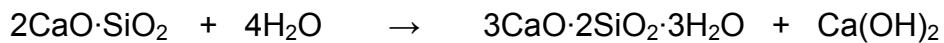
- Silicastaub wirkt auf Grund der Form und Größe der Partikel als Füller.
- Die puzzolanische Wirkung des Silicastaubes bewirkt die Bildung zusätzlicher festigkeitsbildender Calciumsilikathydrate (CSH).
- Silicastaub bewirkt eine Verbesserung der Übergangszone zwischen Zuschlag und Zementstein.
- erzeugt eine Schmierwirkung im Frischbeton. Da sich durch den feinen Silicastaub die Oberfläche der Zuschläge und Zusatzstoffe erhöht, muss Fließmittel verwendet werden (die Körner sind 50- bis 100-mal feiner als die Portlandzementklinker).
- es sind keine zerstörenden, negativen Einflüsse bekannt. Gefahr größeren Fröhschwindens.
- Erhöhung der Dichte und Festigkeit durch Verstopfen der Poren
- teuer, deshalb wird nur für Spezialanwendungen eingesetzt (zum Beispiel: hochfester Beton, Spritzbeton)

Silicastaub ist der reaktivste puzzolanische Zusatzstoff. Im Gegensatz zur Flugasche beginnt amorphes SiO_2 bereits nach zwei bis drei Tagen zu reagieren. Es setzt sich mit Calciumhydroxid, dass bei der Zementhydratation entsteht, zu festigkeitsbildende Calciumsilikathydraten (CSH) um [2].

Tricalciumsilicat:



Dicalciumsilicat:



Formel 1: Hydratation des Portlandzementklinkers mit Mikrosilica; [3]

Zur Herstellung der Probekörper in der Versuchsreihe 1 und 2 wurde das feinkörnige, weitgehend amorphe Mikrosilica, Addiment Sillcoll P der Firma Heidelberger Bauchemie GmbH verwendet.

2.3.3 Zusatzmittel

2.3.3.1 Zusatzmittel nach EN 934

Betonzusatzmittel sind Stoffe, die dem Beton in geringen Mengen (bezogen auf den Zementgehalt) in flüssiger oder pulverförmiger Form zugemischt werden und die Frisch- und Festbetoneigenschaften des Betons durch chemische und/oder physikalische Wirkung maßgeblich beeinflussen. Betonzusatzmittel werden zurzeit in 11 Wirkungsgruppen unterteilt (siehe Tabelle 10).

Tabelle 10: Wirkungsgruppen der Betonzusatzmittel, Kennzeichnung; [34]

Wirkungsgruppe	Kurzbezeichnung	Farbkennzeichnung
Betonverflüssiger	BV	gelb
Fließmittel	FM	grau
Luftporenbildner	LP	blau
Verzögerer	VZ	rot
Beschleuniger	BE	grün
Stabilisierer	ST	violett
Chromatreduzierer	CR	rosa
Einpresshilfen	EH	weiß
Schaumbildner	SB	orange
Dichtungsmittel	DM	braun
Recyclinghilfen	RH	schwarz

Für Beton nach EN 206 dürfen nur Zusatzmittel mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung verwendet werden. Die Betonzusatzmittel unterliegen bei der Herstellung einer Eigen- und Fremdüberwachung. Neben Gleichmäßigkeit und Wirksamkeit werden dabei auch die Unschädlichkeit der Mittel gegenüber Beton und der Bewehrung überprüft.

Ab Mai 2003 werden Herstellung, Überwachung und Einteilung von Betonzusatzmitteln durch die EN 934 geregelt [34].

Die Zugabemengen sind meist so gering, dass der von ihnen eingenommene Stoffraum bei der Mischungsberechnung nicht berücksichtigt werden muss. Übersteigt die Zugabemenge jedoch 3 l/m^3 , so sind die Zusatzmittel in der Stoffraumrechnung bzw. beim W/B-Wert (siehe 2.5) zu berücksichtigen.

Zusatzmittel greifen aktiv in die Frisch- und/oder die Festbetoneigenschaften ein. Die Zugabemenge beträgt bei einem Zusatzmittel max. 50 g/(kg Zement) , bei mehreren Zusatzmitteln max. 60 g/(kg Zement) .

2.3.3.2 Hochleistungsverflüssiger für UHPC

Bei der Herstellung von Ultrahochfestem Beton werden zur Reduktion der Gesamtwassermenge, um W/Z-Werte von 0,15 bis 0,18 zu erreichen und zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit, hochleistungsfähige Fliesmittel eingesetzt. Während man früher die verflüssigende Wirkung der Hochleistungsverflüssiger auf eine Herabsetzung der Oberflächenspannung des Wassers und einer dadurch bedingten besseren Benetzung und/oder auf eine Art „Schmierwirkung“ zurückführte, wird in neueren Untersuchungen die Wirkung der Fließmittel auf eine Zerstreuung von Zementagglomeraten und/oder auf eine Art „Schmierwirkung“ zurückgeführt [3].

Die Aufgabe der Betontechnologie bei der Herstellung des Betons ist deshalb eine möglichst gute Verarbeitbarkeit bei möglichst niedrigem Wassergehalt zu erreichen.

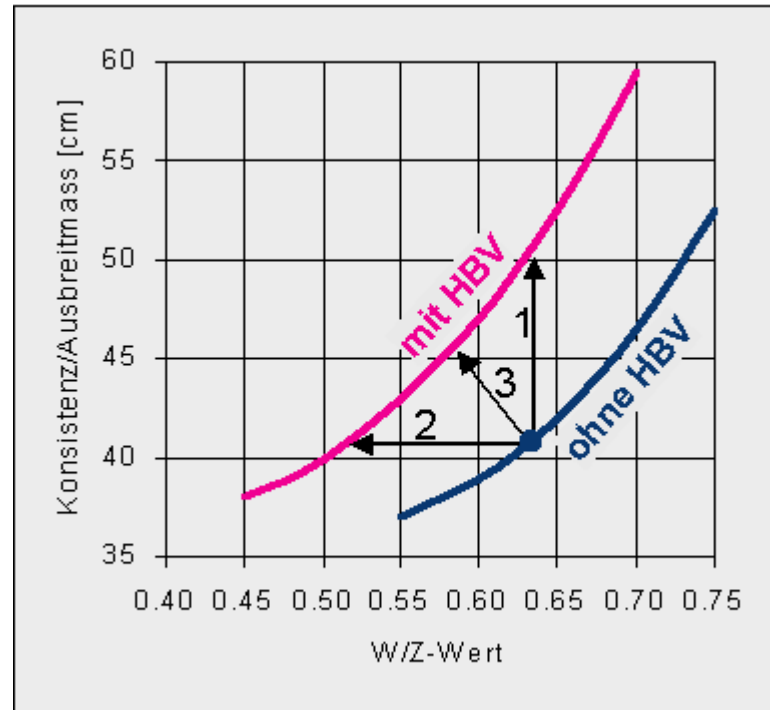


Abbildung 3: Konsistenz in Abhängigkeit vom W/Z-Wert mit und ohne HBV (Hochleistungsbetonverflüssiger); [6]

Hochleistungsverflüssiger verbessern bei gleichem W/Z-Wert die Verarbeitbarkeit des Frischbetons (1), oder bei gleicher Konsistenz wird der W/Z-Wert vermindert, um die Qualität des Festbetons zu erhöhen (2). Natürlich lassen sich je nach Anwendung Optimierungen durchführen, damit die geforderte Endqualität bei bestmöglicher Verarbeitbarkeit erreicht wird (3) [6].

In der später angeführten Versuchsreihe 1 wurde Glenium 51, ein Verflüssiger der Firma MBT Austria, verwendet. Glenium 51 ist ein Hochleistungsverflüssiger der neuen Generation und basiert auf einem modifizierten Polycarboxylether.

In der Versuchsreihe 2 wurde Glenium 115 verwendet, ebenfalls von der Firma MBT Austria.

2.3.4 Betonzuschläge

Als Zuschlagstoff für Ultrahochfesten Beton kommen ausschließlich feine Sande mit einer Korngröße zwischen 250 µm und 1 mm nach ÖNORM EN 13055-1 zur Anwendung. Durch die geforderte Feinheit des Zuschlages wird die sehr poröse und heterogene Übergangszone zwischen Zuschlagskorn und Zementleim beseitigt. Da diese Zwischenzone bei UHPC nicht mehr ausgebildet wird, kommt es auch nicht zur Bildung der weichen Hydratationsprodukte wie Ettringit und Calciumhydroxid, wobei der fehlende C₃A-Gehalt und der niedrige W/B-Wert die Eliminierung des Ettringits bewirken [35].

2.3.4.1 Quarzsand

Bei den durchgeführten Versuchen kam Quarzsand (Firma Kies-Union) der Korngruppe 0/1 mit abgestufter Sieblinie nach Fuller zur Anwendung. Quarzitisches Zuschläge weisen Druckfestigkeiten bis zu 300 N/mm² auf und werden deshalb für die Versuche verwendet.

2.3.4.2 Quarzmehl

Zur Abdeckung des Mehlkornanteils kam zusätzlich Quarzmehl der Korngruppe 0/0,125 zum Einsatz. Der Mehlkorngehalt ist die Menge des Mehlkorns in 1 m³ Beton. Damit Beton gut verarbeitbar ist, ein geschlossenes Gefüge erhält und kein Wasser absondert, muss eine gewisse Menge Mehlkorn enthalten sein.

Der natürliche Quarz ist sehr beständig und somit wenig reaktionsfähig. Wenn jedoch die Kristalle durch Feinmahlen zerstört und durch Aufreißen des Kristallgitters zusätzliche Reaktionsflächen gebildet werden, ist auch Quarz reaktionsfähig. Ebenso wird Quarz reaktionsfähig bei hohen Temperaturen, z.B. bei Dampfhärtung (Porenbeton) und beim Brennen der Zementkomponente.

2.3.5 Faserarten

Neben Stahlfasern werden auch andere Fasermaterialien eingesetzt, um eventuell die Zugspannungen im Beton aufzunehmen und das spröde Verhalten von Beton positiv zu beeinflussen. Dazu gehören sowohl organische Fasern wie Polypropylen-, Aramid- und Kohlenstofffasern, als auch anorganische Fasern, wie z.B. alkaliresistente Glasfasern (AR-Glasfasern). Inwieweit der Einsatz der verschiedenen Fasern wie bei der Herstellung von UHPC sinnvoll ist, muss im Einzelfall geklärt werden.

Tabelle 11 enthält Angaben über Eigenschaften gebräuchlicher Werkstoffe für Fasern und einen Vergleich mit den entsprechenden Kennwerten von Zementstein und UHPC.

Tabelle 11: Eigenschaften von Fasern, Zementstein und UHPC; [39]

	Dichte	typischer Durchmesser	Zugfestigkeit	E-Modul	Bruchdehnung	Haftung im Zementstein	Alkalibeständigkeit	Schmelzpunkt
¹⁾ Hochmodul	[g/cm ³]	[µm]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[%]			[°C]
Stahlfasern	7,85	150-1000	0,3-2,5	210	3-4	mäßig	sehr gut	1500
Glasfasern (alkalibest.)	2,7	10-15	1,8-3,0	75	2-3	gut	gut	1200
Polypropylenfasern	0,9	> 4	0,5-0,75	3-12	5-15	gut	sehr gut	150
Aramid (HM) ¹⁾	1,45	10	3,4	186	2		gering	450
Kohlenstoff (HM) ¹⁾	1,83	10-15	2,3	400	0,57		sehr gut	400
Zementstein	2,0	-	< 0,008	10-25	0,03-0,06	-	-	> 1250
UHPC mit Stahlfasern	2,6	-	> 0,01	50-60	0,5-0,7	-	-	> 1250

Abbildung 4 zeigt die unterschiedlichen Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Stahl-, AR-Glas-, Polypropylen-, Aramid- und Kohlenstofffasern.

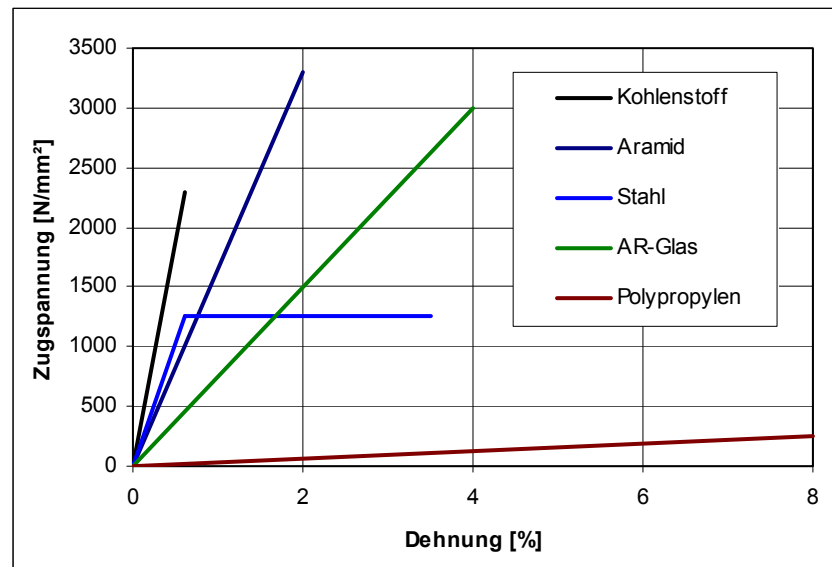


Abbildung 4: Typische Spannungs- Dehnungsbeziehungen von Kohlenstoff-, Aramid-, Stahl-, AR-Glas- und Polypropylenfasern; [39]

Nachfolgend werden die am häufigsten verwendeten Fasertypen genauer beschrieben.

2.3.5.1 Stahlfasern

Stahl ist aufgrund seiner mechanischen Eigenschaften und seiner Beständigkeit in alkalischen Medien ein Material, das gut im Verbund mit Beton eingesetzt werden kann. Es kommen unterschiedliche Geometrien zur Anwendung, die in erster Linie vom Herstellungsverfahren abhängig sind.

Um den Fasern bestimmte Eigenschaften zu geben, können Geometrie und Oberfläche weiter bearbeitet werden (siehe Abbildung 5).

Stahlfasern können durch ziehen, fräsen, schneiden oder direkt aus der Schmelze hergestellt werden.

Die Zugabe von Stahlfasern zum Frischbeton erhöht die Druck-, Biegezug-, Spaltzug- und Schlagfestigkeit sowie das Formänderungsvermögen und die Rissicherheit des fertigen Betons [34].

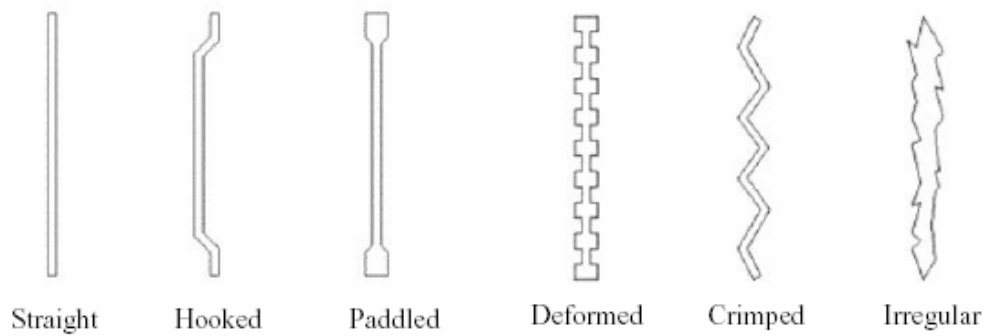


Abbildung 5: Stahlfaserarten; [41]

Das Verhalten von Ultrahochfestem Beton ohne Stahlfasern ist linear elastisch und führt zu einer geringen Bruchenergie. Als Bruchenergie G_f wird die Energie bezeichnet, die in der Bruchprozesszone der Einheitsfläche bei der Bildung eines Risses dissipiert und die Fläche unter der Zugspannungs–Rissöffnungskurve repräsentiert (siehe Abbildung 6) [40].

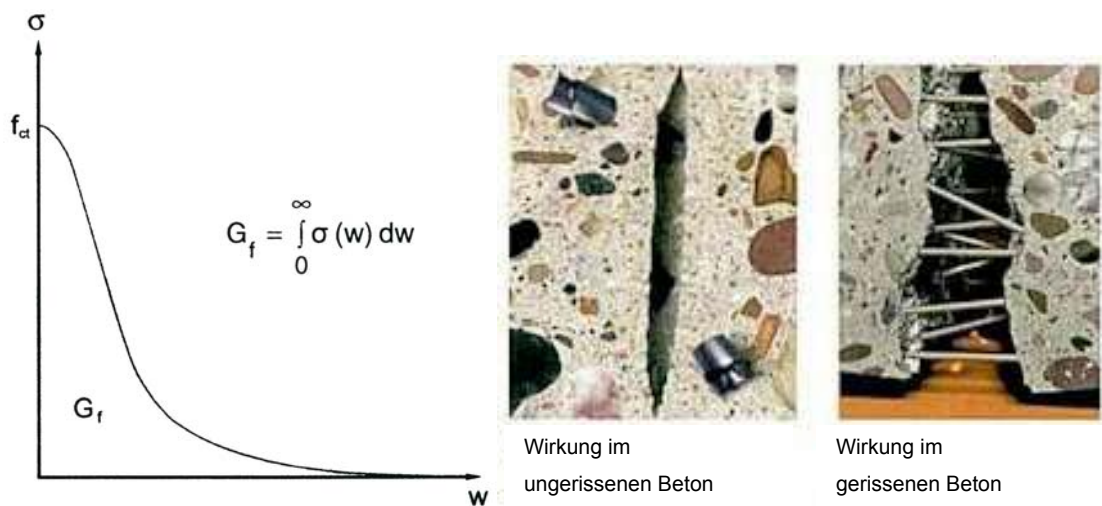


Abbildung 6: Bruchenergie als Fläche unter der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung; [41]

Fügt man der Betonmischung Stahlfasern bei, erreicht man eine sehr hohe Bruchenergie und ein wesentlich besseres duktileres Verhalten.



Abbildung 7: Rissbremsende und -verteilende Wirkung von Fasern; [6]

Bei guter Verankerung der Fasern im Beton können nach dem Bruch der zementösen Anteile noch beträchtliche Zugkräfte durch die dehnfähigeren Fasern aufgenommen werden. Faserbeton bricht im Gegensatz zu Normalbeton bei einer Überbelastung nicht schlagartig (kein Spröbruch).

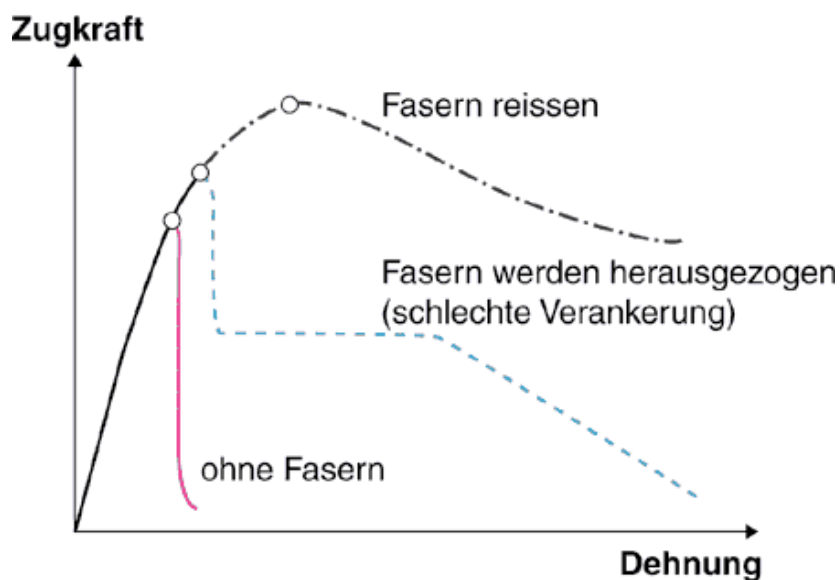


Abbildung 8: Zusammenhang von Zugkraft und Dehnung von Beton mit und ohne Fasern; [6]

In den Versuchen wurden glatte Stahlfasern der Firma Bekaert mit einer Länge von 6 mm und einem Durchmesser von 180 μm verwendet. Das Verhältnis von Länge zu Durchmesser beträgt ungefähr 33. Die Zugfestigkeit der Fasern beträgt mindestens 2000 N/mm^2 [41].

Während die Zugabe von Stahlfasern in herkömmlichen Betonmischungen zu einer drastischen Verschlechterung der Verarbeitbarkeit führt, tritt bei UHPC genau das Gegenteil ein. Dieses Verhalten lässt sich durch die unterschiedliche Relativgröße der Fasern im Vergleich zum Größtkorn des Zuschlags erklären [42].

2.3.5.2 Polypropylenfasern

Positiv auf das Bruch- und Nachbruchverhalten sowie auf das Brandverhalten von Normal- und Hochfestem Beton hat sich die Zugabe von Kunststofffasern (Polypropylenfasern) erwiesen. Durch Polypropylenfasern wird die Grünstandfestigkeit von Beton, Verputz, Schutz- und Reparaturmörteln verbessert. Die Endfestigkeiten werden nur unwesentlich verringert. Außerdem haben Polypropylenfasern positive Auswirkungen auf die Frühschwindrissbildung des noch jungen Betons.

Bei Polypropylen handelt es sich um einen ungesättigten Kohlenwasserstoff, das aus der Erdölsplaltung durch Polymerisation gewonnen wird. Es ist gegen die meisten gebräuchlichen Laugen und Säuren beständig. Durch die Alkalität eines Betons wird Polypropylen nicht beeinträchtigt, es ist also im betontechnologischen Sinn alkaliresistent [43].

Der Großteil der auf dem Markt befindlichen Kunststofffasern wird aus Polypropylen (PP) hergestellt, da PP sich im Beton chemisch absolut neutral verhält, weder von Säuren noch von Lösungsmitteln angegriffen wird und außerdem 100 % alkaliresistent ist. PP-Fasern werden entweder durch Spinnen gewonnen – man spricht dann von monofilamenten Fasern - oder durch Herausstanzen aus einer Folie, diese Fasern bezeichnet man als fibrillierte Fasern.

Fibrillierte Fasern:



Diese Fasern werden durch Herausstanzen aus einer Folie gewonnen. Die Durchmesser der einzelnen Fasern liegen zwischen 300 und 500 μm . Die Länge kann dabei variieren. Die Anzahl an einzelnen Fasern pro kg liegt dabei je nach Länge und Durchmesser zwischen 6 und 7 Millionen einzelnen Fasern. Die fibrillierten Faserbündel müssen beim Mischvorgang erst in einzelne Fasern geteilt - also vereinzelt werden. Deshalb sollten fibrillierte Fasern für Betonrezepturen eingesetzt werden, bei denen beim Mischvorgang hohe Scherkräfte frei werden (trockene Mischungen, niedrige Konsistenz, große Zuschläge...).

Feinfibrillierte Fasern:

Ähnlich wie fibrillierte Fasern werden auch diese durch Stanzen gewonnen. Die Durchmesser und Längen der Fasern entsprechen in etwa jenen der fibrillierten Fasern. Feinfibrillierte Fasern enthalten nur wenige Fasern pro Bündel und können auch für feinere Mischungen eingesetzt werden. Sowohl fibrillierte als auch feinfibrillierte Fasern haben eine gerade Form. Ihre Wirksamkeit liegt in der Verminderung des Schwindmaßes und dadurch einer verringerten Schwindrissneigung. Während der Aushärtung des Betons ist ein Anstieg der Festigkeit des jungen Betons zu beobachten. Die Endfestigkeit des Normalbetons beeinflussen diese Fasertypen nicht. Für UHPC liegen noch keine Versuchsergebnisse vor.

Monofilamente Fasern:

Diese werden gesponnen und dann geschnitten. Zusätzlich kann diese Faser in Wellenform gebracht werden, was eine bessere Verankerung im Beton bewirkt. Um ihre volle Zugfestigkeit im Beton ausnützen zu können, ist es notwendig, diese Faser einem Prozess zu unterziehen, der Recken genannt wird. Ist eine monofilamente Faser nicht gereckt, kann es zu Festigkeitsabfällen bei der Biegezugfestigkeit kommen. Die Faserlänge reicht von 6 mm (für besonders feine Mischungen) bis zu 12 mm (für Beton), der Durchmesser beträgt entweder 18 bis 20 μm oder liegt über 30 μm . Monofilamente Fasern sollten einen möglichst kleinen Durchmesser haben, da mit der Anzahl der Fasern im Beton auch die Wirksamkeit steigt. Die Anzahl an einzelnen Fasern pro kg bewegt sich dabei zwischen 170 und 300 Mio. Fasern pro kg (bei einer Länge von 12 mm). Während des Abbindeprozesses des Betons bewirken monofilamente Fasern einen Anstieg der Frühfestigkeit und verhindern Mikrorisse [43].

In den durchgeführten Schwindversuchen wurden monofilamente Fasern vom Typ Fibrin 623 verwendet.

Die Endfestigkeit von UHPC (Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit) können diese Fasern um ca. 10 bis 15% erhöhen (vergleiche Versuchsergebnisse auf den Seiten 161 und 165).

2.3.5.3 Glasfasern

Grundsätzlich wird bei Glasfasern nach Alkali-resistenz zwischen AR-Glas, C-Glas und E-Glas und nach Herstellungsart zwischen textil und nicht-textil unterschieden.

Nichttextile Glasfasern

Diese werden in einem Schleuderprozess hergestellt. Bedingt durch diesen Herstellprozess haben nichttextile hergestellte Glasfasern ein weit gefächertes, unkontrollierbares Durchmesserspektrum von 3 µm bis 30 µm und können somit auf Grund ihrer Lungengängigkeit eine Gefahr für die Gesundheit darstellen. Sie sind daher als Baustoff ungeeignet.

Textile Glasfasern

Diese Glasfasern werden durch Spinnen gewonnen und in Stränge gebündelt. Sie können entweder als integrale (bleiben beim Mischen als Strang erhalten) oder dispersible Glasfaser (der Strang zerteilt sich beim Mischvorgang in einzelne Filamente) in Erscheinung treten.

Fasern aus E-Glas

Sie werden im Estrich als Schwindbewehrung und zur Riss-Beschränkung eingesetzt. Fasern aus E-Glas sind alkalibeständig und daher auch für den Beton bedingt geeignet.

AR-Glasfasern

Für den Einsatz in zementgebundenen Materialien sind nur alkaliresistente Glasfasern (AR-Glasfasern) geeignet, da sich diese Fasern unter Alkalieinfluss nicht auflösen. Die Alkali-resistenz kann durch den Zirkongehalt des Glases gesteuert werden, wobei dieser bei AR-Glasfasern bei mindestens 20 % liegen soll.

Die Glasfasern sind in der Regel problemlos in eine Betonmatrix einzubinden. Die Einhaltung von kurzen Mischzeiten ist dabei besonders wichtig, da ansonsten die Gefahr besteht, dass die Fasern zermahlen werden.

Durch den hohen E-Modul von Glas können Glasfasern insbesondere dort verwendet werden, wo bisher Asbestfasern zu Einsatz gekommen sind. In sehr hohen Dosierungen von 20 kg/m^3 und mehr ist es durchaus möglich, statische Bewehrungsgehalte mit Glasfasern zu ersetzen. Bei Dosierungen von 1 bis 10 kg/m^3 ist die Glasfaserbewehrung als konstruktiv anzusehen [43].

2.4 Abbindephasen von Beton

Erstarren:

Als Erstarren bezeichnet man die Viskositätszunahme eines Zementleimes in der frühen Reaktionsphase der Zementphasen mit Wasser. Während des Erstarrens ist der Mörtel oder Beton noch verarbeitbar, verliert aber mit der Zeit zunehmend an Verformbarkeit. Das Erstarren wird geprüft nach ÖNORM EN 12350 durch Eindringen einer definierten Nadel in einen definierten Zementleim. Mit zunehmender (Reaktions-)Zeit dringt die Nadel immer weniger in den Zementleim ein bis das Erstarren in das Erhärten übergeht und der Zementleim eine Festigkeit entwickelt die dem Gewicht der Nadel widersteht. Erstarrungsanfang und Erstarrungsende entsprechen definierten Eindringtiefen einer Nadel in einen Zementleim.

Definition von Ansteifen, Erstarren und Erhärten von Beton

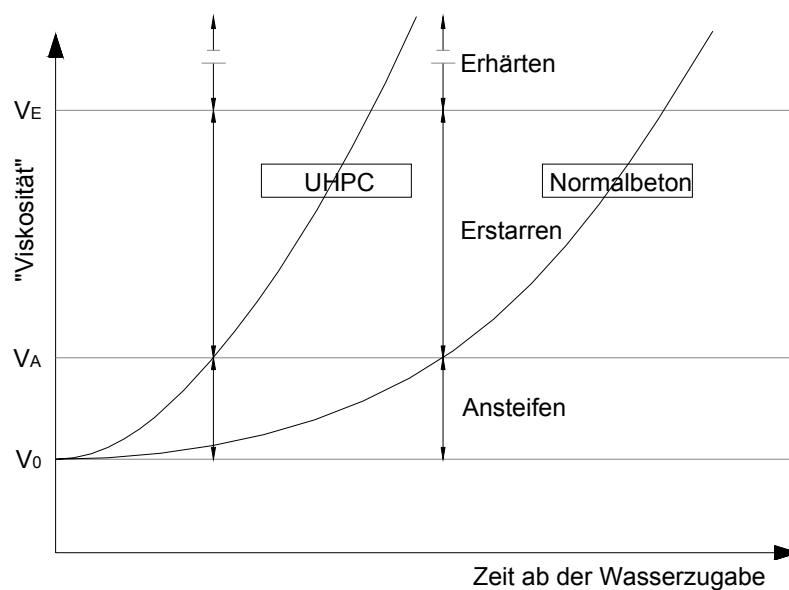


Abbildung 9: Unterschiedliche Abbindeigenschaften von Normalbeton und UHPC; [6]

Erhärten:

Als Erhärten bezeichnet man die Umwandlung des Zementleims zu Zementstein. Erhärtung erfolgt durch die Reaktion von Wasser mit den Zementphasen (Hydratation) zu kristallinen Hydratphasen. Die zunehmende gegenseitige Durchdringung wachsender Kristalle (Verfilzung) führt zur gegenseitigen Abstützung der Kristalle und dadurch zu einer Festigkeitsentwicklung des Mörtels oder Betons.

Durch das rasche Ansteifen und durch den sehr frühen Erstarrungsbeginn von UHPC (siehe Abbildung 9) kommt es zu Verarbeitungsschwierigkeiten. Bei der nachfolgenden Versuchsdurchführung wurde auf eine rasche Probekörperherstellung geachtet und der Zeitpunkt der Lufttrocknung, durch eine definierte Strömung, wurde deshalb sehr früh gewählt (siehe 8.2).

2.5 W/Z-Wert, W/B-Wert

2.5.1 Allgemeines

Die wichtigste empirische Regel der Betontechnologie ist das von D. Abrams 1919 formulierte Wasserzementwertgesetz, nachdem sich die Betonfestigkeit und der Wasserzementwert umgekehrt proportional zueinander verhalten. Es ist daher notwendig, dass zur Erreichung hoher Betonfestigkeiten der Wasserzementwert so weit wie möglich reduziert wird. Die Auswirkungen von niedrigem und hohem W/Z-Wert ist in Abbildung 10 dargestellt.

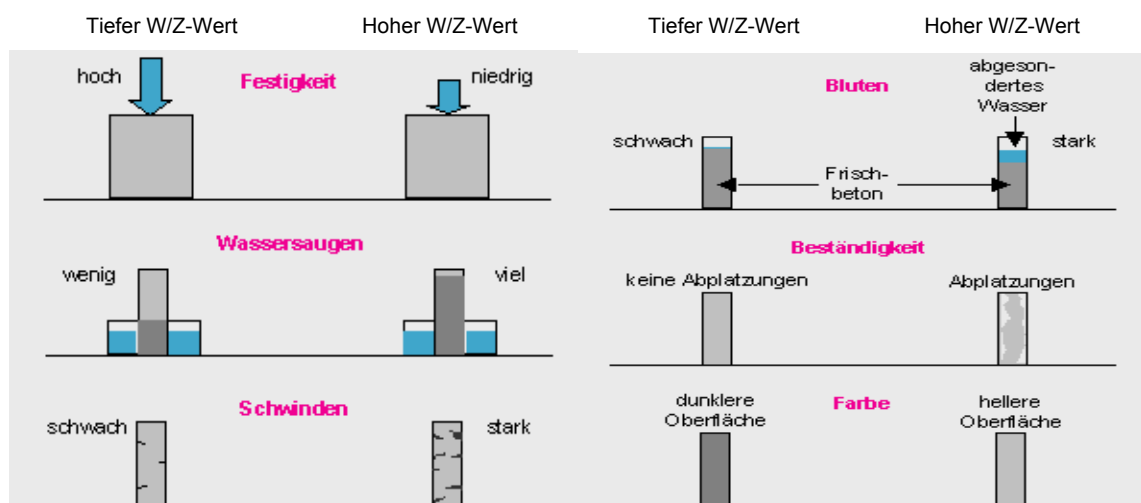


Abbildung 10: Einfluss des W/Z-Wertes auf die Betoneigenschaften; [6]

Die klassische Betontechnologie geht davon aus, dass für eine vollständige Hydratation des Zements etwa 25 % des Zementgewichts als chemisch gebundenes Wasser und weitere 15 % als physikalisch gebundenes Wasser notwendig sind. Dieses Gelwasser steht aufgrund der starken, physikalisch bedingten Bindungen für eine weitere Hydratation nicht zur Verfügung.

Diesen Ausführungen zufolge ist bei W/Z-Werten deutlich unter 0,4 eine vollständige Hydratation nicht möglich. Untersuchungen haben aber gezeigt, dass eine vollständige Hydratation des Zements nicht mit der maximal erreichbaren Betondruckfestigkeit gleichzusetzen ist (siehe Abbildung 11) [2].

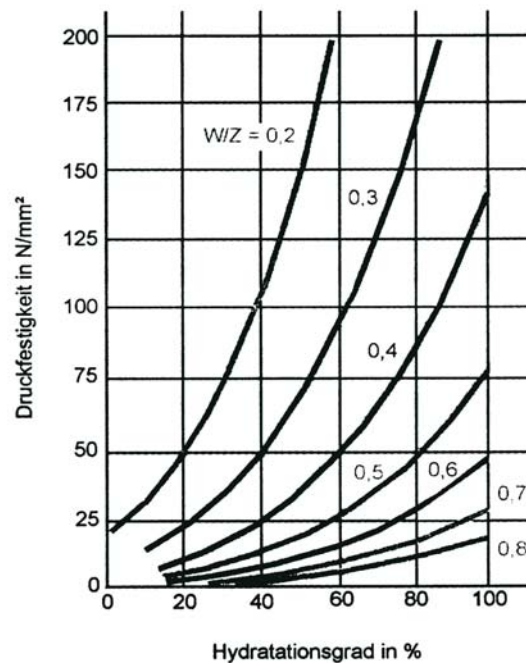


Abbildung 11: Einfluss des W/Z-Wertes und des Hydratationsgrades auf die Druckfestigkeit von Zementstein; [2]

Bei normaler Erhärtung kann im günstigsten Fall eine Zementfestigkeit von 200 N/mm² erreicht werden, allerdings nur bei W/Z-Werten unterhalb eines bestimmten Grenz-Wasserzementwertes, der rechnerisch bei $W/Z = 0,36$ liegt. Die Festigkeitssteigerung bei W/Z-Werten unter 0,4 wird auf die verringerte Porosität und die erhöhte Qualität des Zementsteins zurückgeführt.

Abbildung 12 zeigt die Hydratation eines Zementkorns in verschiedenen Stadien.

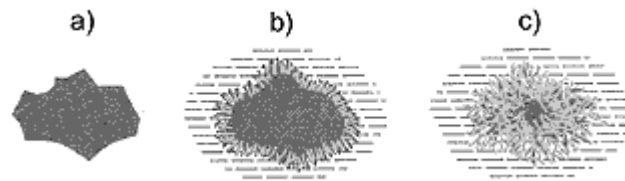


Abbildung 12: Hydratation des Zementkorns; [6]

- a) Zementkorn vor Wasserzugabe
- b) Zementkorn kurz nach Wasserzugabe
- c) Der größte Teil des Zementkorns hat sich in Zementgel umgewandelt.

Bei niedrigen W/Z-Werten sind die Räume zwischen den Zementkörnern bereits mit Zementgel gefüllt, bevor der Zement vollständig hydratisiert ist. Der Zementstein enthält somit nicht hydratisierte Klinkerreste, die im Inneren der Zementkörner zur Festigkeit des Betons beitragen.

Die Betontechnologie mit W/Z-Werten zwischen 0,25 und 0,35 bei hochfestem Beton und um 0,15 bei Ultrahochfestem Beton macht sich diesen Sachverhalt zunutze. Die extrem niedrigen W/Z-Werte erfordern jedoch den Einsatz von Hochleistungsverflüssigern, um die Verarbeitbarkeit überhaupt zu ermöglichen.

2.5.2 W/B-Wert

In der Betontechnologie des hochfesten Betons und des Ultrahochfesten Betons wird der Begriff Wasser-Bindemittelwert verwendet. Unter dem W/B-Wert versteht man das Verhältnis von Wasser zu allen in der Betonrezeptur verwendeten hydraulisch wirkenden Bindemitteln und Zusatzstoffen (Formel 2). Der in der Literatur meist verwendete W/B-Wert entspricht dem Verhältnis:

$$W / B - Wert = \frac{W}{Z + k \cdot SF}$$

bzw. bei Einrechnung des Verflüssigers

$$W / B - Wert = \frac{W + VF}{Z + k \cdot SF}$$

W.....Wasser Z.....Zement SF.....Mikrosilica VF.....Verflüssiger

Formel 2: W/B-Wert; [2] [60]

Bei der Herstellung von Ultrahochfestem Beton wird der optimale W/B-Wert durch eine Analyse der Relativedichte optimiert. Die Relativedichte ist das Verhältnis von d_o zu d_s , wobei d_o die Dichte zum Ausschalzeitpunkt und d_s die Reindichte des granulierten Pulvergemisches ist. Der Zusammenhang zwischen Relativedichte und W/B-Wert ist in Abbildung 13 dargestellt.

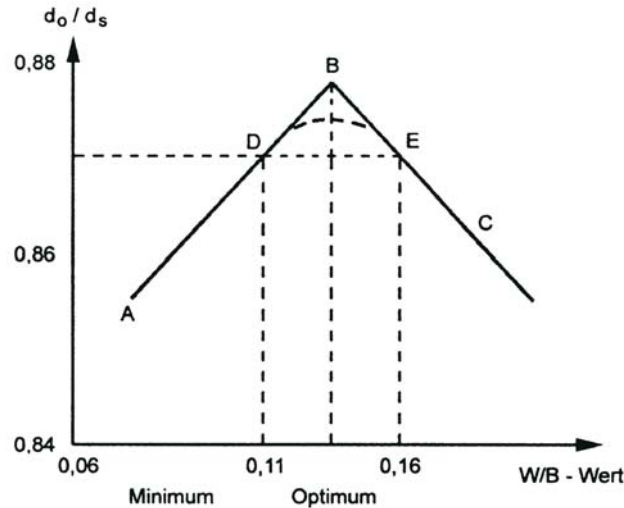


Abbildung 13: Zusammenhang zwischen Relativedichte und W/B-Wert; [45]

Punkt A entspricht jener Relativedichte, die man für einen minimalen W/B-Wert erhält. Während der W/B-Wert steigt, wird die gefangene Luft in den Poren durch Wasser ersetzt. Dadurch bleibt das Volumen konstant und die Masse steigt an. Demzufolge nimmt die Dichte zum Ausschalungszeitpunkt d_o und zwangsläufig die Relativedichte d_o/d_s während dieses Vorganges zu. Wenn der Punkt B erreicht ist, befindet sich keine Luft mehr in der Mischung. Wird nun der W/B-Wert weiter gesteigert, so nimmt das Volumen der Mischung aufgrund des zusätzlichen Wassers zu und die Relativedichte d_o/d_s nimmt folglich ab (Punkt C). Aus diesem Grund muss es also eine maximale Relativedichte geben, die einem optimalen W/B-Wert entspricht. Abbildung 13 zeigt, dass die gleiche Relativedichte mit zwei verschiedenen W/B-Werten erreicht werden kann. Einerseits mit einem niedrigeren W/B-Wert (Punkt D) und andererseits mit einem höheren W/B-Wert (Punkt E). Die Mischung entsprechend Punkt E besitzt bessere mechanische Eigenschaften als die Mischung im Punkt D, da sie weniger Luft und mehr Wasser enthält, welches während des Hydratationsvorganges aufgebraucht werden kann. Das theoretische Optimum (Punkt B) soll deswegen auf dem Segment BE liegen und nicht auf AB [45].

2.5.3 Anrechenbarkeit von Zusatzstoffen

Zusatzstoffe wie Gesteinsmehle, Trass und Pigmente dürfen auf den Wasser-Zement-Wert oder den Mindestzementgehalt nicht angerechnet werden. Flugasche, Silicastaub sowie die Kombination beider Stoffe dürfen nach ÖNORM B 4710-1 über den k-Wert-Ansatz auf den Wasser-Zement-Wert und den Mindestzementgehalt angerechnet werden (siehe Tabelle 12 bzw. Tabelle 14).

Die Verwendung (maximale Menge) und Anrechenbarkeit von hydraulischen Zusatzstoffen als Wasser/Bindemittel-Wert wird zementabhängig nach ÖNORM B 4710-1 neu geregelt. Im Einzelnen handelt es sich dabei um:

- Flugasche nach ÖNORM EN 450,
- aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe (AHWZ) nach ÖN B 3309,
- Silicastaub nach pr EN 13263; 1998.

Die maximale Zugabemengen von Stoffen bezogen auf den Bindemittelgehalt (Zement + Zusatzstoff) sind in nachfolgender Tabelle 12 aufgelistet.

Tabelle 12: Maximale Zugabemenge von Zusatzstoffen, bezogen auf den Bindemittelgehalt nach ÖNORM B 4710-1; [47]

	Flugasche nach EN 450	AHWZ nach B 3309	Mikrosilica
CEM I	25 %	30 %	11 %
CEM II/A 32,5	15 %	15 %	-
CEM II/A 42,5	20 %	20 %	-
CEM II/B 32,5	0 %	0 %	-
CEM II/B 42,5	10 %	10 %	-

Für Zemente CEM III, CEM IV und CEM V ist eine Anrechnung unzulässig.

Tabelle 13: k-Werte nach ÖNORM B 4710-1 für Zusatzstoffe nach EN 450 und B 3309, gilt für Zement CEM I 42,5 und höher; [47]

	Flugasche nach EN 450	AHWZ nach B 3309	Mikrosilica Pr EN 12263
k-Wert	0,4 ¹⁾	0,8	2,0
1) für Zement CEM I 42,5 und höher, vergleiche 2.5.3.1.			

2.5.3.1 Flugasche

Bei Zement CEM I 32,5 darf 20% (k-Wert 0,2) des zugegebenen hydraulischen Zusatzstoffes dem Zement zugerechnet werden und daraus der W/B-Wert berechnet werden. Bei Zement CEM I 42,5 und höher darf 40% (k-Wert 0,4) des zugegebenen hydraulischen Zusatzstoffes dem Zement zugerechnet und daraus der W/B-Wert berechnet werden.

In Österreich sind die vorstehenden k-Werte auch zulässig für Beton, der Zement CEM II nach EN 197-1 enthält. Für Zement der Festigkeitsklasse 32,5 R darf $k = 0,4$ für Flugaschen mit einem Aktivitätsindex von mindestens 85 % nach 90 Tagen in Rechnung gestellt werden.

Der Aktivitätsindex hängt von der Reaktionsfähigkeit der Flugasche ab, die wiederum von den Bestandteilen abhängt:

Flugasche muss wenigstens zwei Drittel glasige Partikel enthalten und im Wesentlichen aus reaktionsfähigem SiO_2 und Al_2O_3 sowie geringen Anteilen Fe_2O_3 und anderen Oxiden bestehen. Der Anteil an reaktionsfähigem CaO sollt i.a. unter 5 Gew.-% liegen und der Anteil an reaktionsfähigem SiO_2 muss mind. 25 Gew.-% betragen.

2.5.3.2 Mikrosilica

Die Höchstmenge an Mikrosilica, die auf den W/B-Wert und den Zementgehalt angerechnet werden darf muss der Bedingung genügen:

$$\frac{\text{Mikrosilica}}{\text{Zement}} \leq 11\%$$

Formel 3: Maximal anrechenbarer Anteil an Mikrosilica für den W/B-Wert; [46]

Bei gemeinsamer Verwendung von Mikrosilica und anderen hydraulisch wirksamen Zusatzstoffen ist der Anteil an Mikrosilica mit dem Faktor $k = 2,0$ zu berücksichtigen. Die daraus errechnete Gesamtmenge darf die bei den anderen hydraulisch wirksamen Zusatzstoffen festgelegten Höchstwerte nicht überschreiten. Wird Silicastaub zugegeben, ist ein Verflüssiger oder ein Fließmittel zu verwenden, um die Verteilung des Silicastaubes im Beton sicherzustellen.

Zur Verdeutlichung des k-Wert-Ansatzes ein Beispiel (vergleiche den Mischungsentwurf der Versuchsreihe 1 in Tabelle 24):

Zu erreichender W/B-Wert: 0,19

Als Zusatzstoff wird Mikrosilica verwendet, das maximal mit 11 % in Rechnung gestellt werden darf.

$$\frac{89}{11} = \frac{\text{Zement}}{\text{Zusatzstoff}}$$

Formel 4: Maximaler Gehalt von Zusatzstoff; [47]

Geht man von einem wirksamen Wassergehalt von 190 Litern (W/Z-Wert = 0,24) aus, so muss der auf den W/B-Wert von 0,19 anrechenbare Bindemittelgehalt (Zement + k · Zusatzstoff) gleich 1000 kg/m³ betragen.

$$1000 = \text{Zement} + 2,0 \cdot \text{Zusatzstoff}$$

Formel 5: Maximaler Bindemittelgehalt; [47]

Zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten (in diesem Fall Zement und Zusatzstoff) sind mathematisch eindeutig lösbar und ergeben für dieses Beispiel:

Zement: 800 kg

Mikrosilica: 100 kg

Tatsächlich wurden für die Mischung aus Tabelle 24 ein Mikrosilicagehalt von 160 kg/m³ verwendet. Elf Prozent dürfen für den W/B-Wert wirksam gemacht werden. Der Rest liegt als Füller vor.

Es sei jedoch bemerkt, dass bei UHPC davon ausgegangen werden kann, dass keine vollständige Hydratation stattfindet (W/B-Wert ≈ 0,20 bis 0,25). Folglich ist zu bezweifeln, dass 2 · 11 % = 22 % des Mikrosilicas, aufgrund geringerem Ca(OH)₂-Gehalts, chemisch gebunden werden.

Tabelle 14: k-Wert-Ansatz für Flugasche und Silicastaub; [34]

	Flugasche f	Silicastaub s	Flugasche f + Silicastaub s
maximaler Zusatzstoffgehalt	keine Beschränkung	$\max s = 0,11 \cdot z$	$\max s = 0,11 \cdot z$ $\max f = 0,66 \cdot z - 3 \cdot s^{1)}$ bzw. $\max f = 0,45 \cdot z - 3 \cdot s^{2)}$
äquivalenter Wasser-Zement-Wert $(w/z)_{eq}^{3)}$	$w / (z + 0,4 \cdot f)^{3)}$ bzw. $w / (z + 0,7 \cdot f) \leq 0,6^{4)}$	$w / (z + 1,0 \cdot s)^{3)}$	$w / (z + 0,4 \cdot f + 1,0 \cdot s)^{3)}$
anrechenbare Zusatzstoffmenge	$\max f = 0,33 \cdot z$	$\max s = 0,11 \cdot z$	$\max f = 0,33 \cdot z$ und $\max s = 0,11 \cdot z$
reduzierter Mindestzementgehalt ³⁾	$z + f \geq 240 \text{ kg/m}^3^{5)}$ bzw. $z + f \geq 270 \text{ kg/m}^3^{6)}$; $z + f \geq 350 \text{ kg/m}^3^{4)}$	$z + s \geq 240 \text{ kg/m}^3^{5)}$ bzw. $z + f \geq 270 \text{ kg/m}^3^{6)}$	$z + f + s \geq 240 \text{ kg/m}^3^{5)}$ bzw. $z + f + s \geq 270 \text{ kg/m}^3^{6)}$
zulässige Zementarten	CEM I CEM II/A-D ⁷⁾ CEM II/A-S, CEM II/B-S CEM II/A-T, CEM II/B-T CEM II/A-LL CEM III/A CEM II/B mit max. 70% HÜS	CEM I CEM II/A-S, CEM II/B-S CEM II/A-P, CEM II/B-P CEM II/A-V CEM II/A-T, CEM II/B-T CEM II/A-LL CEM II/B-SV CEM III/A, CEM III/B	CEM I CEM II/A-D ⁷⁾ CEM II/A-S, CEM II/B-S CEM II/A-T, CEM II/B-T CEM II/A-LL CEM III/A
¹⁾ bei CEM I ²⁾ bei CEM II-S, CEM II/A-D, CEM II-T, CEM II/A-LL, CEM III/A ³⁾ für alle Expositionsklassen mit Ausnahme XF2 und XF4 ⁴⁾ bei Unterwasserbeton, Bohrpfahlbeton ⁵⁾ bei XC1, XC2 und XC3 ⁶⁾ bei sonstigen Expositionsklassen ⁷⁾ der Silicastaub des Zementes ist mit $s = 0,1 \cdot z$ zu berücksichtigen			

Expositionsklassen:

Die EN 206-1 teilt die durch die Umgebung entstehenden Einwirkungen in Expositionsklassen ein. Unter Umgebung werden diejenigen chemischen und physikalischen Einwirkungen verstanden, denen der Beton ausgesetzt ist und die zu Wirkungen auf den Beton oder die Bewehrung bzw. eingebettetes Metall führen und die nicht als Lasten in der Tragwerksplanung berücksichtigt werden. Jede dieser Expositionsklassen ist in eine bis vier Angriffsstärken unterteilt, was bei der Betonzusammensetzung zu berücksichtigen ist.

Für jede Expositionsklasse werden ein maximaler W/B-Wert und ein Mindestwert für den anrechenbaren Bindemittelgehalt angegeben. Die daraus errechnete Menge an Zusatzstoff darf nicht überschritten werden.

2.6 Nachbehandlung

2.6.1 Rissbildung

Beton benötigt für die Erhärtung und für das Erreichen der geforderten Eigenschaften eine gewisse Erhärtungszeit und genügend Feuchtigkeit. Deshalb muss er nachbehandelt werden. Dazu schreibt die ÖNORM B 4710-1 folgendes vor: Der Beton ist bis zum genügenden Erhärten gegen schädigende Einflüsse aller Art zu schützen. Hierzu ist der Beton im Allgemeinen mindestens drei Tage gegen Austrocknen zu schützen (z.B. durch Feuchthalten, Abdecken mit Folien, Aufsprühen von Nachbehandlungsmitteln, Belassen der seitlichen Schalung). Auch nach dieser Zeit soll er nur langsam austrocknen. Die Austrocknungsgefahr ist besonders groß, wenn der Beton an trockener Luft ist. Zur Vermeidung von größeren Temperaturgradienten oder bei Verwendung warmen Frischbetons sind entsprechende Maßnahmen vorzusehen [2].

Nachbehandlung im Sommer

Sobald ein Bauteil verdichtet und abgezogen ist, muss es mit Folien, befeuchteten Strohmatte oder durch Berieselung mit nicht zu kaltem Wasser vor Wind und Sonne geschützt und feucht gehalten werden. Meist genügt es, diese Maßnahmen gegen vorschnelle Verdunstung mindestens 3 Tage lang durchzuführen [55].

Nachbehandlung im Winter

Nach der Einbringung ist der Beton durch Ummantelung vor Wärmeentzug zu schützen, z.B. durch Abdeckung mit Folie, wasserdichtem Papier, trockenen Stroh- und Schilfmatten. Die Temperatur des jungen Betons soll in den ersten 3 Tagen nicht unter + 10 °C absinken. Isolierung schützt auch vor Windeinfluss, gegen Niederschläge und gegebenenfalls auch gegen Streusalz [55].

Weitere Maßnahmen können konstruktiv zur Aufnahme von Schwindspannungen gewählt werden:

- Wahl eines geeigneten Verhältnis Oberfläche / Volumen
- Einbau einer Mindestbewehrung
- Verwenden von Fasern

2.6.2 Festigkeitssteigerung

Die richtige Nachbehandlung hat große Auswirkungen auf die Festigkeit des Betons und spielt deshalb für ultrahochfeste Betone eine wesentliche Rolle. Durch entsprechende Verfahren kann die Früh- und Endfestigkeit entscheidend beeinflusst werden. Die Mikrostruktur wird verbessert, das heißt es bilden sich zahlreiche festigkeitssteigernde CSH-Phasen aus.

Grundsätzlich wird zwischen einer Nachbehandlung im Klimaschrank, im Mikrowellenofen und im Wasserbad unterschieden. Bekannt ist auch das Aufbringen einer Druckkraft auf eine durch ein Stahlrohr begrenzte Probe (Autoklav).

Versuche am Institut haben gezeigt, dass sich bei einer Wasserbadlagerungsdauer von 48 h bei 90 °C eine Druckfestigkeitssteigerung gegenüber einer Nachbehandlungstemperatur von 20 °C von bis zu 40 % ergibt. Demzufolge sieht eine optimale Nachbehandlung eine Ausschulfrist von 16 bis 24 Stunden und eine Wasserbaddauer von maximal 48 Stunden bei 90 °C Wassertemperatur vor. Wie aus Abbildung 14 zu sehen ist, führt eine längere Wasserbadlagerung zu keiner weiteren Festigkeitssteigerung.

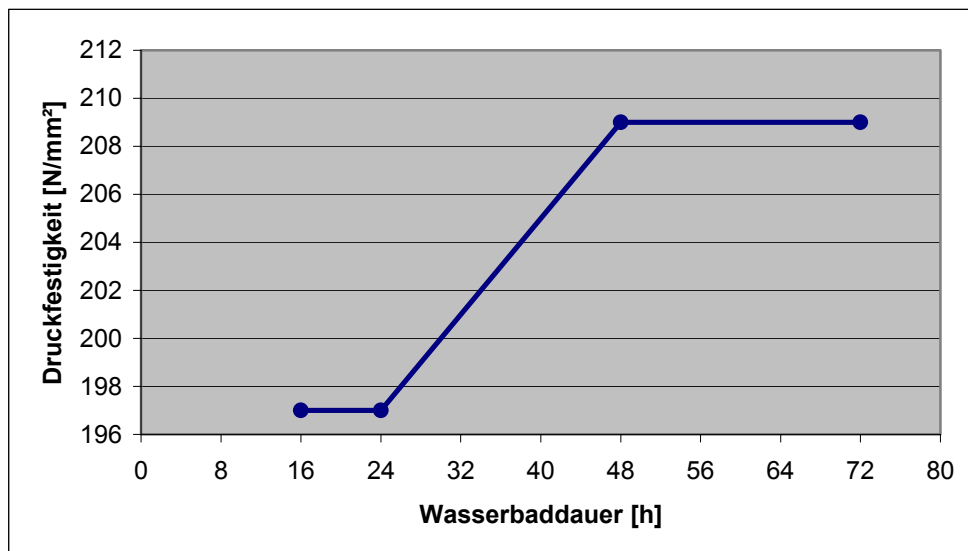


Abbildung 14: Druckfestigkeit als Funktion der Wasserbaddauer; [58]

Für die später angeführten Versuchsreihen für die Biegezug- und Druckversuche wurde eine Normlagerung gewählt.

3 Verformungsverhalten von Beton

3.1 Allgemeines

Verformungen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen werden durch viele Faktoren beeinflusst, deren tatsächliche Größe nur abgeschätzt werden kann. Berechnete Verformungen sollten deshalb nicht als genaue Voraussage der zu erwarteten Verformungen angesehen werden, sondern als eine Näherung mit einer gewissen Bandbreite.

Die maßgebende Einflussgröße bei der Berechnung der Verformungen ist die Rissbildung, die wiederum von der Zugfestigkeit des Betons abhängig ist. Die Elastizitätsmoduli von Beton und Stahl werden zur Berechnung der Verformungen von Stahlbetonteilen benötigt.

Folgende Einflussgrößen können zusätzlich von Bedeutung sein:

- Kriechen,
- Schwinden,
- Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen,
- Risse infolge vorheriger Belastung,
- dynamische Belastung,
- Zwangsbeanspruchung infolge von Temperaturdifferenzen.

Wichtig für die Berechnung ist, dass das Superpositionsgesetz seine Gültigkeit verliert, sobald eine Rissbildung auftritt, so dann verschiedene Beanspruchungskombinationen zu untersuchen sind [33].

3.2 Kriechverformung

3.2.1 Phänomene

Unter ständig wirkenden Druckspannungen tritt im Beton zunächst eine elastische Stauchung ein, gefolgt von einer mit der Zeit anwachsenden plastischen Verkürzung. Diese Erscheinung wird Druckkriechen oder kurz Kriechen genannt und stellt eine zeit- bzw. belastungsabhängige Verformung dar.

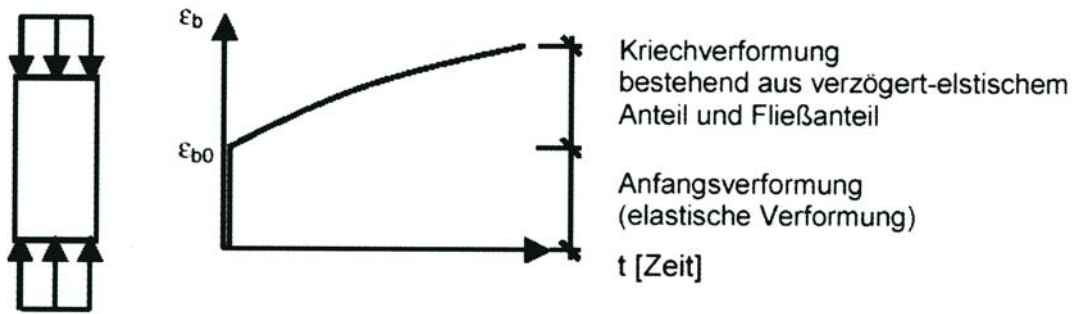


Abbildung 15: Kriechen: Zeitabhängige Zunahme der Verformung unter einer andauernden konstanten Spannung; [33]

Die Kriechverformung δ_t wird in der Berechnung als Produkt aus elastischer Verformung δ_e und Kriechbeiwert φ_t erfasst.

$$\delta_t = \delta_e \cdot (1 + \varphi_t)$$

Formel 6: Kriechverformung; [33]

Einflüsse auf die Kriechintensität:

Der Beton kriecht umso mehr,

- je höher die einwirkende Dauerspannung ist
- je jünger der Beton bei Belastungsbeginn ist
- je größer sein W/B-Wert ist
- je höher die ihn umgebende Außentemperatur ist
- je kleiner die relative Luftfeuchte ist
- je geringer die Festigkeit ist

3.2.2 Auswirkungen auf einen Verbundkörper

Bei einem zentrisch beanspruchten Verbundkörper kriecht der Beton unter Druckbeanspruchung und entzieht sich dadurch teilweise der Beanspruchung. Das Kriechen bewirkt eine Umlagerung der Kräfte vom Beton auf den Stahl.

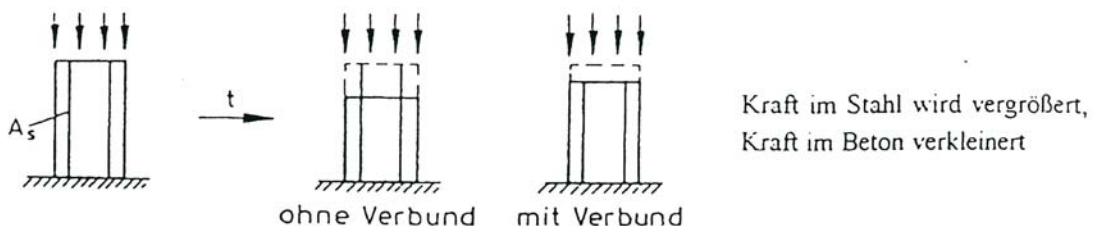


Abbildung 16: Einfluss der Bewehrung auf den Kriechprozess; [33]

In einem Stahlbetonbauteil unter Gleichlast (Abbildung 17) werden die Betondehnungen durch Kriechen (1) vergrößert. Bei unveränderter Lage der Nulllinie würde ein Knick entstehen (2) und der Querschnitt nicht mehr eben bleiben. Damit der Querschnitt aber eben bleibt, verschiebt sich die Nulllinie (3) und ruft somit eine geringe Vergrößerung der Stahldehnung ϵ_s (4) aufgrund der Verkleinerung des inneren Hebelarmes hervor. Kriechen bewirkt zudem noch eine zusätzliche Verkrümmung [33].

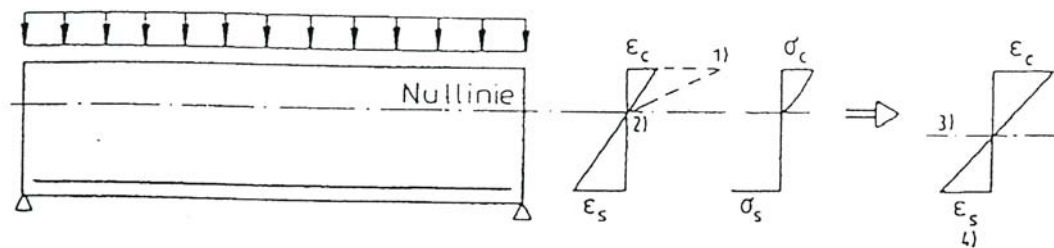


Abbildung 17: Einfluss des Zustandes 2 auf die Kriechverformung; [33]

3.3 Schwindverformung

3.3.1 Phänomene

Schwinden ist eine zeitabhängige Verformung unabhängig von der Belastung. Die maximale Schwindverkürzung $\max. \epsilon_{cs}$ beträgt für Normalbeton in etwa 0,04%. Dies entspricht einer Temperaturveränderung von 40° K [33].

Das Schwinden anorganisch-mineralischer Stoffe wird wie das entsprechende Quellen durch eine Veränderung des Wasserhaushalts innerhalb des porösen Gefüges verursacht. Die Volumenänderungen können rein physikalischer Natur sein, wenn z.B. durch die reversible Adsorption und Desorption von Wasser¹ hervorgerufen werden. Wegen der außerordentlichen großen Oberfläche der Hydratationsprodukte und wegen der Fähigkeit des Zementes, mit Wasser chemisch zu reagieren, treten jedoch physikalische und chemische Einflüsse oft gleichzeitig auf. Während der Hydratation verändern sich die Porenstruktur, die Bindungskräfte zwischen den Hydraten und der Wasserhaushalt, u. a. weil das

¹ Anlagerung und wieder freisetzen von Wasser an der Oberfläche von Zuschlag bzw. Zement

Hydratwasser eine größere Dichte aufweist als das ungebundene Wasser. Schwind- und Quellverformungen sind deshalb meist nicht vollständig reversibel. Auch die Reaktion des bei der Hydratation des Zements gebildete Calciumhydroxids ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) und einiger Hydrate mit dem Kohlenstoffdioxid (CO_2) der Luft führt bei der Verdampfung des dabei entstehenden Wassers zu einem Schwindvorgang [33].

Man unterscheidet bei Mörtel und Beton fünf verschiedene Arten des Schwindens, und zwar nach dem Zeitraum des Auftretens oder nach der Ursache für die Veränderung des Wasserhaushaltes.

In Punkt 4.2 wird näher auf die einzelnen Schwindarten eingegangen.

3.3.2 Auswirkungen auf einen Verbundkörper

Ein einseitig bewehrter Betonkörper mit Bewehrung ohne Verbund wird sich infolge Schwindens gemäß Abbildung 18 verkürzen. Liegt die Bewehrung im Verbund mit dem Beton, so kommt es infolge Schwinden zu einer Verkrümmung des Verbundkörpers.

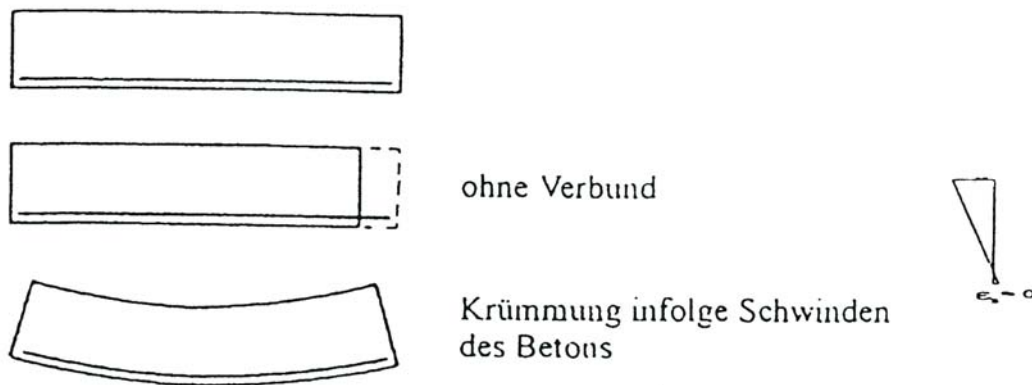


Abbildung 18: Verformung eines einseitig bewehrten Betonkörpers infolge Schwinden; [33]

Es handelt sich dabei um einen Eigenspannungszustand, es gibt keine resultierenden Schnittgrößen [33].

3.4 Innerer und äußerer Zwang

3.4.1 Allgemein

In der Vergangenheit wurden Zwangsbeanspruchungen im Massivbau häufig vernachlässigt und waren daher die Ursache von übermäßigen Rissbildungen, die zu Mängelanzeigen und Beanstandungen seitens des Bauherrn führten. Zwangsbeanspruchungen lassen sich oft nur schwer quantifizieren [33].

Unabhängig vom Vorhandensein äußerer Lasten ist in Stahlbetonbauteilen grundsätzlich eine rissbreitenbeschränkende Mindestbewehrung einzulegen. Diese Bewehrung kann auch mit Stahlfasern erfolgreich kombiniert werden. Bei Bauteilen, durch die Leib und Leben nicht gefährdet werden, können Stahlfasern die Mindestbewehrung ersetzt. Solche Bauteile sind z.B. Fundamentplatten oder Kellerwände [33].

3.4.2 Mechanische Grundlagen

Im Gegensatz zu Lastbeanspruchungen, bei denen sich unter konstant gehaltener Belastung mit jeder Rissbildung ein Dehnungssprung einstellt, ist bei Zwangsdehnung ein grundsätzlich anderer Zusammenhang zu erkennen.

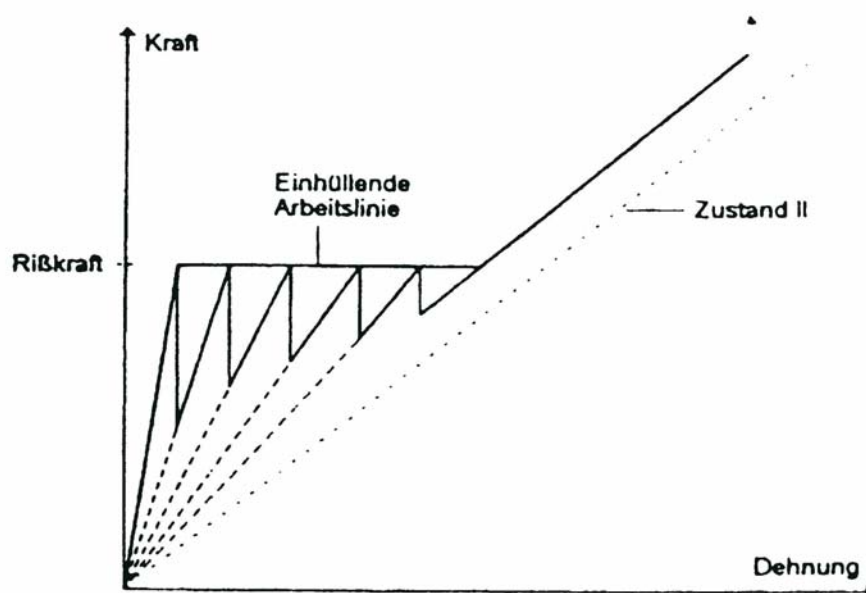


Abbildung 19: Kraft-Verformungsverhalten eines Zugstabes unter Zwangsbeanspruchung; [33]

Mit dem ersten Riss fällt die Zwangszugkraft ab, weil die Steifigkeit durch die Rissbildung reduziert wird. Steigt die Zwangsdehnung weiter an, dann weist die Kraft-Dehnungslinie in Abbildung 19 entsprechend der reduzierten Dehnsteifigkeit des Zugstabes eine geringere Steigung auf. Beim zweiten Riss fällt die Zwangskraft wieder ab. Dieser Vorgang wiederholt sich solange, bis entweder innerhalb der Stablänge alle möglichen Risse entstanden sind oder die Zwangsdehnung ihren Grenzwert erreicht hat.

Der Unterschied zur Lastbeanspruchung besteht darin, dass sich die Risschnittgrößen bis zum Abschluss der Rissbildung innerhalb einer gewissen Bandbreite bewegen. Erst nach Abschluss der Rissbildung vergrößern sich mit weiter anwachsender Zwangsverformung die Schnittgrößen, wobei die Summe der Rissbreiten stetig zunimmt.

Bei bekannter Zwangsdehnung kann daher unter Vernachlässigung der Dehnung des Betons zwischen den Rissen näherungsweise bestimmt werden, wie viele Risse mit welcher Rissbreite erforderlich sind, um die **Systemverträglichkeit** herzustellen [33].

3.5 Zwangsursachen

3.5.1 Allgemeines

Für eine Bemessung unter Zwangsschnittgrößen sind im ersten Schritt Art und Größenordnung der auftretenden Zwangsbeanspruchungen zu untersuchen. Wirklichkeitsnahe Annahmen über den zeitlichen Verlauf der einzelnen Zwangsursachen und deren Zusammenwirken bilden die Voraussetzungen für eine geeignete Bewehrungswahl [33].

3.5.2 Hydratationswärme

Während der Hydratation des Zements wird Wärme freigesetzt. Da der Beton einen relativ schlechten Wärmeleiter darstellt, heizt er sich durch die Hydratationswärme auf, und zwar umso stärker, je massiger der Bauteil, je größer die Hydratationswärme des Zements bzw. je höher der Zementgehalt ist.

Wird die Ausdehnung des Bauteils bei der Erwärmung behindert, so entstehen Druckspannungen, bei Abkühlung entsprechend Zugspannungen.

Wenn von Beginn der Erwärmung an ein spannungsfreier Zustand vorliegt, ist bei einem linear elastischen Material nach der Erwärmung und der anschließenden Abkühlung wieder ein spannungsfreier Zustand vorhanden. Erhärtender Beton, dessen Verhalten durch viskoelastische Materialmodelle beschrieben werden kann, weist einen zeitlich veränderlichen Elastizitätsmodul auf. Aus diesem Grund stellt sich bei Betonbauteilen, deren Ausdehnung bei Erwärmung behindert wird, nach Abschluss der Temperaturbeanspruchung kein spannungsfreier Zustand ein [33].

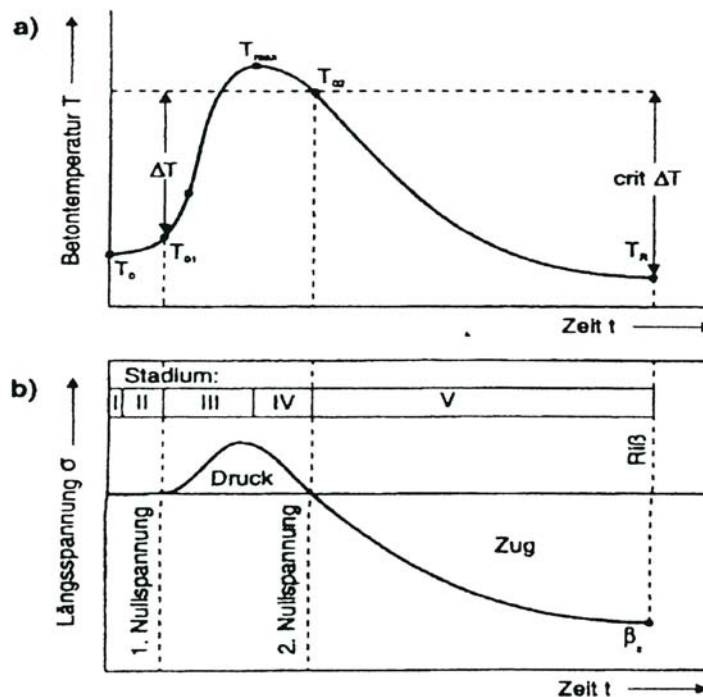


Abbildung 20: Stadien der Temperatur- und Spannungsentwicklungen zufolge Hydratationswärme und anschließender Abkühlung; [33]

Die Wahl einer geeigneten Betonrezeptur ist zur Beherrschung der Rissentwicklung zufolge Zwangsbeanspruchung von entscheidender Bedeutung.

3.5.3 Schwinden

Es ist zu beachten, dass sich Spannungen infolge Schwinden nur sehr langsam aufbauen und durch die Relaxation des Betons teilweise wieder abgebaut werden können.

Bei der rechnerischen Ermittlung der Schwindverformungen ist vor allem wichtig, die Rechenannahmen den realen Verhältnissen anzupassen [33].

3.5.4 Umgebungswärme

Die in Bauwerken im Freien auftretenden Temperaturschwankungen resultieren vorwiegend aus den täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen der Sonneneinstrahlung. Besonders große Temperatursprünge können durch unperiodisch auftretende Wetteränderungen (Gewitterregen im Hochsommer) hervorgerufen werden. Temperaturänderungen können aber auch in bestimmten Phasen der Bauführung (Aufbringen von bituminösen Heißmischbelägen) auftreten [33].

In diesem Zusammenhang wird in der Literatur oft der Begriff des *Temperaturamplitudenverhältnisses* verwendet. Damit ist der Quotient aus den Temperaturamplituden auf der Raumseite und der Außenseite eines Bauteils gemeint. Ein Temperaturamplitudenverhältnis von 0,1 bedeutet, dass 10 % der äußeren Temperaturschwankungen im Verlauf eines Tages auf die Raumseite übertragen werden [6].

Die in der Norm angegebenen Grenztemperaturen stellen nur Anhaltswerte dar. Die thermischen Längenänderungen betragen bei Beton etwa $0,01 \text{ mm/m} \cdot ^\circ\text{C}$. Bei einer möglichen Temperaturdifferenz von $\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$ und einer mittleren Raumtemperatur von $15 \text{ }^\circ\text{C}$ in Industriehallen wird die thermische Längenänderung bei einer Bauwerkslänge von 30 m eine Längendifferenz von $\pm 3 \text{ mm}$ bringen. Ordnet man bei Bodenplatten alle 30 m eine Fuge an, so wird sich bei $0 \text{ }^\circ\text{C}$ die Fuge um 3 mm vergrößern, also in gleicher Richtung wirken wie das Schwinden. Bei $30 \text{ }^\circ\text{C}$ wird die Fuge sich um 3 mm verkleinern, also den Schwindvorgang kompensieren [13].

Bei Bodenplatten kommt zusätzlich beim Abbinden ein weiterer Effekt dazu. Die kühlere, obere Schicht verkürzt sich stärker als die untere, noch wärmere Schicht. Die Platte wölbt sich auf. Es kommt zu durchgehenden Rissen, wenn die äußeren Plattenteile durch ihr Gewicht abbrechen.

Meist tritt jedoch nur das "Crazing" auf, d.h. Haarrisse, die nicht in die Tiefe der Betonplatte gehen. Solche Haarrisse können mit Imprägnierungen wieder geschlossen werden [13].

3.6 Zwangs- und Eigenspannungen

Der Zwang kann unterteilt werden in:

- Zwangsspannungen (Äußerer Zwang) und
- Eigenspannungen (Innerer Zwang).

Zwangsspannungen treten grundsätzlich nur in statisch unbestimmten Systemen auf. Statisch bestimmte Systeme ermöglichen eine zwängungsfreie Verformung. Die Größe der Zwangsspannungen verhält sich proportional zur Steifigkeit, z.B. werden Zwangsspannungen durch Rissbildung und die damit verbundene Steifigkeitsabnahme stark reduziert. Darüber hinaus werden Zwangsspannungen durch das zeitabhängige Betonverhalten vermindert.

Eigenspannungen treten zum Beispiel dann auf, wenn im Bauteil eine nichtlineare Beanspruchung infolge Temperatur oder Schwinden vorliegt.

Während sich Zwangsspannungen zu Schnittgrößen zusammenfügen lassen (Normalkräfte und Biegemomente), sind Eigenspannungen dadurch gekennzeichnet, dass sich ihre resultierenden Schnittgrößen zu Null ergeben. Die Zug- und Druckspannungen der Eigenspannungen stehen somit im Gleichgewicht. Schwinden etwa die äußeren Fasern eines Querschnittes rascher als die inneren Fasern, so wird die Verkürzung der äußeren Fasern durch die inneren Querschnittsbereiche behindert. Dadurch werden außen Zug- und innen Druckspannungen hervorgerufen [33].

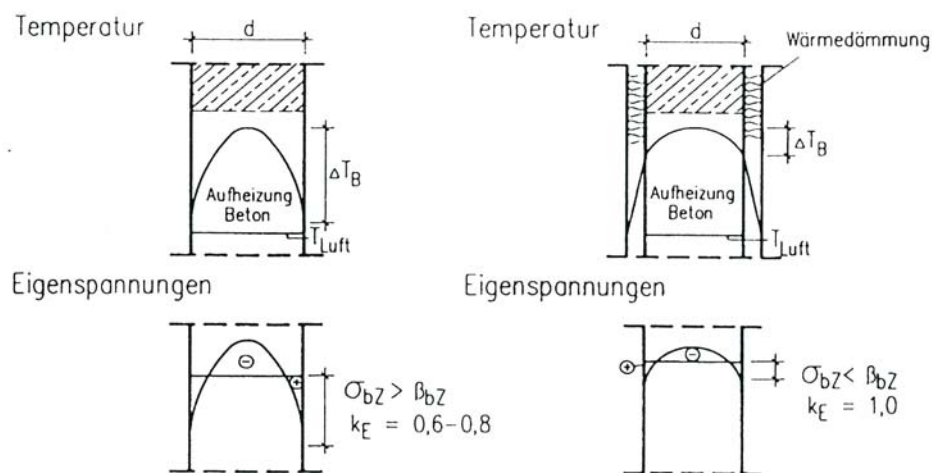


Abbildung 21: Betoneigenspannungen (qualitativ) infolge Abfließens der Hydratationswärme bei einer Wandscheibe mit und ohne Dämmung; [33]

3.7 Risse im Beton

3.7.1 Behinderungsgrad, Beanspruchungsgrad

Bei scheibenartigen Bauteilen übt die Geometrie einen wesentlichen Einfluss auf die Rissbildung im Tragwerk aus. Wird eine Wand auf ein zuvor hergestelltes Fundament betoniert, so werden die Verformungen der Wand infolge des Abfließens der Hydratationswärme und Schwindens durch das Fundament behindert.

Der **Behinderungsgrad** zeigt, inwieweit sich zwei Teile in ihrer Verformung gegenseitig behindern. Diese Teile können verschiedene Bauteile sein aber auch z.B. Bauteil und Schalung oder Fundamentplatte und Untergrund.

Ein Behinderungsgrad von 80 % entspricht in etwa dem in der Praxis auftretenden Behinderungsgrad bei dem Betonieren einer Wand auf ein Fundament.

Der **Beanspruchungsgrad** definiert sich zu:

$$\text{Beanspruchungsgrad} = \frac{\text{Zwangsspannung}}{\text{Spaltzugfestigkeit}} \cdot 100 \quad [\%]$$

und ist ein Maß für die Gefahr der Rissbildung eines Bauteiles [27].

3.7.2 Fugen

Risse können als "willkürliche" Fugen bezeichnet werden. Der Weg zur Vermeidung von Rissen führt über die richtige Verarbeitung zur richtigen Betonrezeptur mit der richtigen Nachbehandlung und dem richtig gewählten Fugenabstand. Hierbei wird immer wieder vergessen, dass es zwei sehr unterschiedliche Arten von Fugen gibt, nämlich:

- Raumbfugen für Gebäudedehnungen
- Scheinfugen für das Schwinden des Betons [13].

Bis zur Mitte der achtziger Jahre vertrat man die Meinung, dass Gebäude im Abstand von 15 bis 30 m durch Dehnungsfugen zu unterteilen sind, um die nötige Verformungsfreiheit zu gewährleisten.

Heutzutage stellen Bauwerke mit einer Gesamtlänge von bis zu 100 m ohne Dehnungsfugen keine Seltenheit mehr dar. Damit ergeben sich neben den neuen Möglichkeiten für Entwurf und Planung bzw. Gestaltung überdies auch Kostenvorteile. Es sei an dieser Stelle auch bemerkt, dass Fugen stets Schwachstellen eines Bauwerks darstellen [33].

Scheinfugen sind notwendig, um das Schwindverhalten des Betons so weit zu kompensieren, dass auftretende Schwindrisse an genau geplanten Orten, nämlich an den Fugen als Sollbruchstelle, eintreten. Es reicht im Allgemeinen im Innenbereich aus, wenn alle 20 m eine 3 mm breite Scheinfuge 60 mm tief (etwa ein Drittel der Schichtdicke der Betonplatte) eingeschnitten wird. Wichtig ist der Zeitpunkt: Nämlich so früh wie möglich, also innerhalb von 24 Stunden nach dem Einbringen des Betons. Die Fuge kann unverfüllt bleiben [13].

3.7.3 Konsequenzen für die Verarbeitung des Betons

Man sieht, wie wichtig der Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit auf die Rissfreiheit eines Betonbauteils ist. Man kann – trotz der komplexen Überlagerungsmöglichkeit dieser Vorgänge – folgendes festhalten:

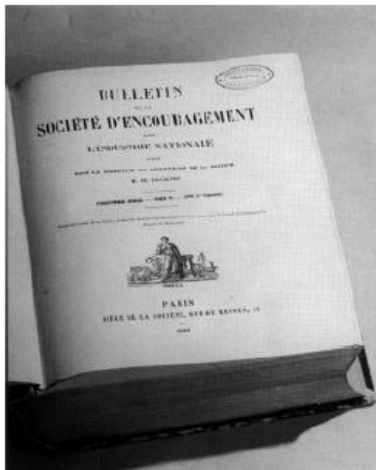
- Beton muss wegen des stärkeren Kriechens möglichst lange feucht gehalten werden.
- Starke Abkühlung des jungen Betons ist wenigstens 28 Tage lang zu vermeiden. Es sollte also möglichst im Sommer oder Frühjahr gearbeitet werden, wobei im Sommer auf die richtige Nachbehandlung geachtet werden muss, um ein austrocknen zu vermeiden. (vergleiche Reißrahmen unter 7.3.2)
- Erschütterungen, die das Gefüge des jungen Betons stören, sollten unbedingt vermieden werden.
- Sind Schwachstellen im Gefüge des Betons vorhanden, können diese noch bis zu drei Jahre lang nach dem Einbau zu Rissen führen.
- Scheinfugen im Abstand von 20 m sind im Innenbereich ausreichend.
- Scheinfugen brauchen nicht verfüllt zu werden.
- Gleitmöglichkeit der Betonplatte infolge einer PE-Folie führt zu weniger Rissen, da eine Spannungskonzentration eher an der Scheinfuge (als Soll-Bruchstelle) auftritt [13].

4 Schwinden

4.1 Allgemeines

Die wohl zwei größten Nachteile des Werkstoffes Beton für den Einsatz im Bauwesen sind seine verhältnismäßig geringe Zugfestigkeit und seine Neigung zum Schwinden [5].

Schon vor der Jahrhundertwende erkennt der deutsche Ingenieur Schumann in fünfjährigen Versuchen, dass das Quellen des Betons infolge Wasseraufnahme und das Schwinden infolge von Austrocknung die Ursache für die Entstehung von Haarrissen in frei liegenden Betonkonstruktionen sind.



Die Entdeckung des chemischen Schrumpfens, das den Ausgangspunkt von Autogenem Schwinden bildet, wird auf ungefähr 1900 datiert, mit der Arbeit von Le Chatelier über Hydratation von Zement.

C.G. Lynam hat schon 1934 den Ausdruck „autogenous shrinkage“ verwendet, um das Phänomen der Volumenverringerng (Schwinden), ohne Änderung von Gewicht und Temperatur, zu beschreiben.

Abbildung 22: Veröffentlichung von Le Chatelier 1900; [59]

Als „Schwinden“ und „Quellen“ werden hier Volumenänderungen des porösen Baustoffs Beton bezeichnet, die ohne Einfluss äußerer Lasten durch Veränderung des Wasserhaushaltes stattfindet [4].

Dabei bedeutet „Schwinden“ eine Verringerung des äußeren Volumens und „Quellen“ eine Vergrößerung des äußeren Volumens. Chemische Treibprozesse wie z.B. Alkali- oder Sulfatreiben fallen nicht unter den Begriff des Schwindens. Volumenänderungen, die durch Änderung der Temperatur (Wärmedehnung) verursacht werden, fallen ebenfalls nicht unter den Begriff des Schwindens. Die auftretenden Temperaturspannungen werden oft fälschlich als Schwindspannungen bezeichnet, weil sie ein ähnliches Spannungsfeld und eine oft zeitgleiche Entwicklung aufweisen sowie gegebenenfalls ein ähnliches Rissbild hervorrufen [4].

4.2 Schwindarten

4.2.1 Übersicht

Beim Schwinden werden grundsätzlich 5 Arten des Schwindens unterschieden. Im Folgenden wird das Schwinden des Frisch- und des Festbetons getrennt betrachtet. In der Praxis können jedoch alle Schwindarten kumuliert auftreten.

- 1) Kapillarschwinden, Frühschwinden oder Plastisches Schwinden
- 2) Trocknungsschwinden
- 3) Autogenes Schwinden
- 4) Chemisches Schwinden
- 5) Carbonatisierungsschwinden

Bereits beim Betonieren kommt es durch verdunstendes Wasser zum Kapillarschwinden. Sobald man beim Festbeton wieder die Verdunstung von Wasser zulässt, setzt das Trocknungsschwinden ein, das – ähnlich wie das Kapillarschwinden – durch Wasserzugabe reversibel ist. Die physikalischen Vorgänge, die zum Schwinden des Betons führen, sind heute, wenn auch nicht in allen Einzelheiten, so doch im Grundsatz geklärt. Im Wesentlichen sind dies:

- Veränderungen im Porensystem des Zementsteins,
- Veränderung der Oberflächenspannungen der Hydratationsprodukte,
- der so genannte Spaltdruck zwischen den Hydratationsprodukten.

Autogenes oder chemisches Schwinden wird beim erhärtenden Beton durch das chemische Schrumpfen, also den Umstand, dass die Ausgangsprodukte Wasser und Zement ein größeres Volumen einnehmen als das daraus entstehende Zementgel (CSH), hervorgerufen. Außerdem findet eine so genannte Selbsttrocknung des Porenraumes während der Hydratation statt.

Carbonatisierungsschwinden hat seine Ursache in chemischen Prozessen. Im Prinzip wird hier der Volumenverlust durch Verdunstung von Wasser, welches bei der Carbonatisierung freigesetzt wird, verursacht [5].

4.2.2 Kapillar-, Früh- oder Plastisches Schwinden

Das plastische Schwinden (auch Frühschwinden oder Kapillarschwinden genannt) ist das Schwinden hervorgerufen durch Kapillarkräfte im frischen Beton. Es

erstreckt sich auf den Zeitraum, in dem noch keine wesentliche chemische Reaktion des Zementes eingesetzt hat. Dies betrifft den Zeitabschnitt zwischen dem Verdichten des Betons bis hin zum Erhärtungsbeginn. In dieser Phase ist der frische Beton plastisch verformbar. Die sehr feinen Feststoffpartikel befinden sich in einer sehr dichten Lage.

Ist ein Frischbeton ausreichend verdichtet worden, bildet sich auf seiner Oberfläche ein dünner Wasserfilm. Durch Sedimentieren gelangt insbesondere bei einem Beton mit hohem W/B-Wert zusätzlich Wasser an die Oberfläche (Bluten). Gleichzeitig verdunstet unter üblichen klimatischen Bedingungen und ohne besondere Vorkehrungen Wasser von der Oberfläche.

Verdunstet das gesamte Wasser von der Oberfläche in die Umgebung, bilden sich im verbleibenden Anmachwasser Menisken aus [5].

Als „Menisken“ wird der Winkel bezeichnet, welcher sich durch Kapillarwirkung des Anmachwassers einstellt. Als Beispiel ist hier eine Flüssigkeit in einer Kapillare dargestellt.

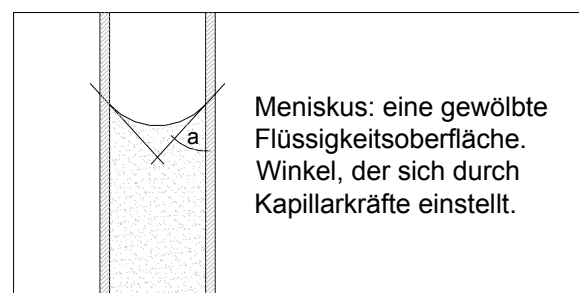


Abbildung 23: Menisken

Es entsteht ein kapillarer Unterdruck, welcher eine anziehende Kraft auf die Partikel des Frischbetons, d.h. die Feinstzuschläge und die Zementkörner, bewirkt. Das Verschieben der Partikel führt zu Kapillarschwindrissen, welche in der Regel ein charakteristisches netzartiges Muster auf der Betonoberfläche aufweisen [6].

4.2.3 Trocknungsschwinden

Junger Beton ist unmittelbar nach dem Ausschalen ein nahezu wassergesättigter poröser Baustoff. Ein junges Betonbauteil, welches nicht unter Wasser ist, steht praktisch im Gleichgewicht mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von 100 %. Im Mittel

liegt die relative Luftfeuchtigkeit in gemäßigten Klimazonen zwischen 65 % im Sommer und 80 % im Winter. Unter diesen Bedingungen verliert der Beton langsam einen Teil seines Überschusswassers, d.h. Wasser, welches nicht chemisch oder physikalisch gebunden ist. Verbunden mit dem Trocknen, geht ein Schwinden einher.

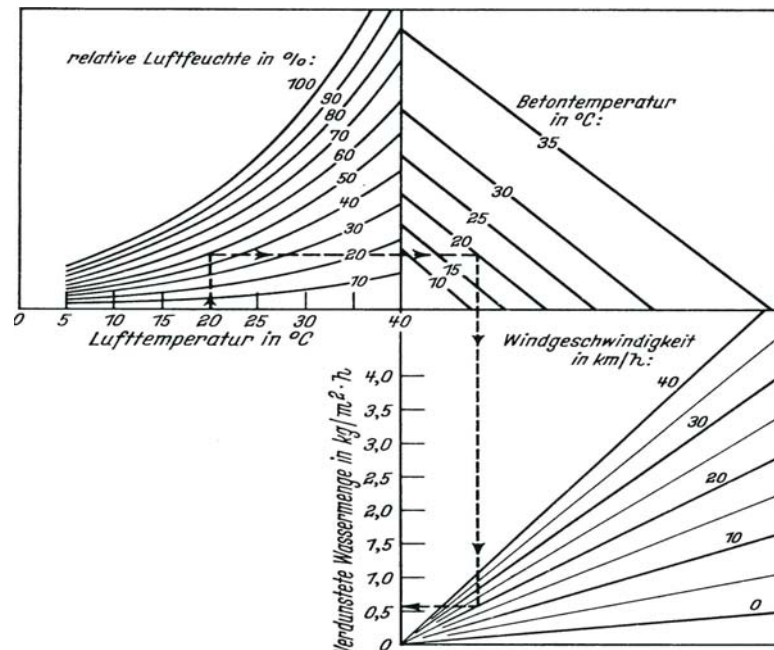


Abbildung 24: Austrocknung von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur, Feuchte, Windgeschwindigkeit und Betontemperatur; [60]

Das Trocknungsschwinden des Betons nimmt zu:

- mit abnehmender relativer Luftfeuchtigkeit und zunehmender Temperatur,
- mit zunehmender Windgeschwindigkeit (siehe Abbildung 24),
- mit zunehmendem W/B-Wert und damit zunehmender Porosität,
- mit geringem Alter bei Trocknungsbeginn,
- mit höherem Verhältnis Oberfläche / Volumen des Bauteils,
- mit feiner gemahlenem Zement [6].

Betrachtet man die gesamte Schwindverformung, so verringert sich der Anteil des Trocknungsschwindens bei ultrahochfesten Betonen. Der hohe Zementgehalt bei hochfesten Betonen bedingt zwar ein hohes Trocknungsschwindmaß, jedoch sollte dieses durch den niedrigeren W/B-Wert wiederum reduziert werden. Aus diesem Grund bekommt das Autogene Schwinden beim UHPC eine größere Bedeutung als bei anderen Betonen.

4.2.4 Autogenes Schwinden

Das Autogene Schwinden tritt primär bei Hochleistungsbetonen mit W/B-Werten unter 0,30 und einem hohen Gehalt an Silicastaub auf. Unter diesen Bedingungen entzieht der Zement während der Hydratation dem entstehenden Porengefüge des jungen Betons soviel Wasser, dass er rasch mit einer relativen Luftfeuchtigkeit zwischen 70 und 90 % ins Gleichgewicht kommt. Dieser innere Trocknungsvorgang führt unabhängig von der Bauteilgeometrie zu einem raschen, vom Hydratationsgrad abhängigen Schwinden.

Da die Feuchtigkeit, über den Querschnitt betrachtet, nahezu gleichmäßig entzogen wird, entstehen durch das endogene Schwinden nur vernachlässigbar kleine Feuchtigkeitsunterschiede. Oberflächennahe Schalenrisse treten damit nicht auf. Durch Zwang können aber bereits im jungen Alter Trennrisse entstehen, die im Normalbeton überhaupt nicht oder aber viel später auftreten würden [6].

Bei voll konservierter Lagerung (siehe Abbildung 48) tritt nur Autogenes Schwinden auf, während bei normaler, austrocknender Lagerung Trocknungsschwinden und Autogenes Schwinden zusammen gemessen werden.

Aus diesem Grund ist bei der Bestimmung des Trocknungsschwindens der Anteil des Autogenen Schwindens stets im Messergebnis enthalten, weshalb gerade bei hochfesten Betonen mit ausgeprägter Neigung zum Autogenen Schwinden der Messbeginn eine wesentliche Rolle spielt. Der Erstarrungs- und Erhärtungsbeginn tritt viel früher ein als bei herkömmlichen Beton (siehe Abbildung 9).

Eine allgemein gültige Definition des autogenen Schwindens hat sich noch nicht durchgesetzt. Die Begriffe „chemisches Schwinden“ (intrinsic) und „autogenes Schwinden“ (autogenous) werden in der Fachliteratur häufig ohne genau determinierte Unterscheidung verwendet [5].

Tatsächlich gibt es aber eine klare und präzise Definition was Autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden ist, d.h. alle sprechen von demselben Phänomen.

Definitiv haben autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden denselben Ursprung. Beide resultieren aus der Bildung von Zugkräften durch die Formation von Menisken innerhalb des Porensystems.

- Trocknungsschwinden ist ein langsamer Prozess der sich über die Zeit entwickelt, wenn Wasser aus dem Beton verdunstet.

- Im Gegensatz dazu ist Autogenes Schwinden eine Konsequenz der Hydratation, welches sich viel früher ereignet, ohne jeglichen Gewichtsverlust, ohne externen Wasserverbrauch und ab dem Zeitpunkt der Hydratation der Zementpartikel [21].

Die Verwirrung der einzelnen Begriffe hat wohl vor allem versuchstechnische Ursachen. Zum Einen sind die frühen Deformationen schwierig zu erfassen, zum Anderen brauchte man bisher dem autogenen Schwinden beim normalfesten Beton kaum Beachtung zu schenken. Begriffe wie autogen oder intrinsisch deuten ja schon darauf hin, dass das Phänomen im Inneren des Materials auftritt und nach Außen eher unbedeutende Auswirkungen hat.

Beim Hochfesten Beton ist das anders. Der Anteil des autogenen Schwindens ist unter Umständen sogar der weitaus größte Anteil an den gesamten Schwindverformungen [5].

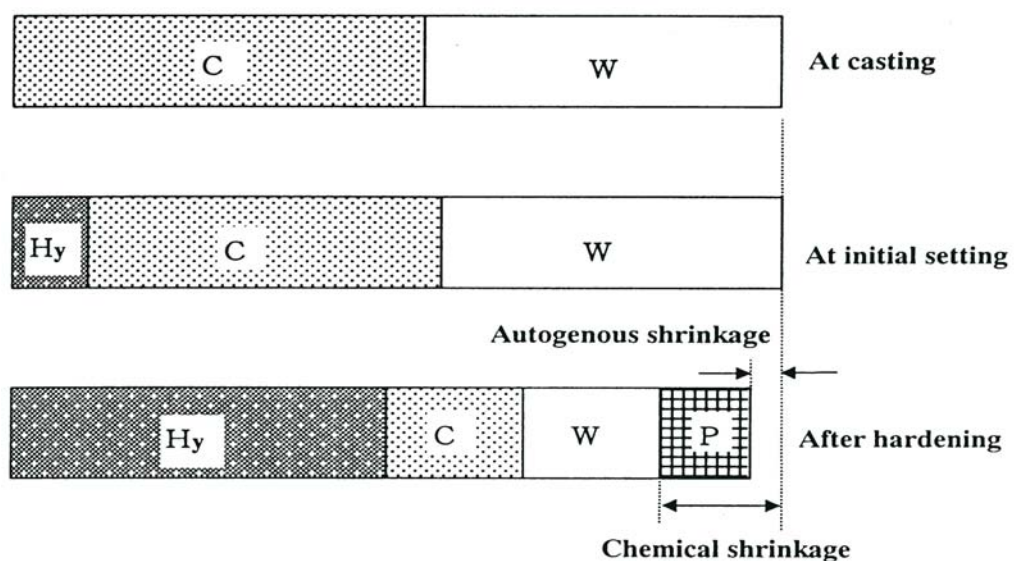


Abbildung 25: Verhältnis chemisches und autogenes Schwinden; [21]

4.2.5 Chemisches Schwinden

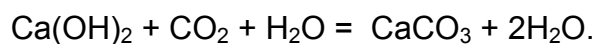
Autogenes Schwinden und chemisches Schwinden sind vom Phänomen her eigentlich ein und dasselbe. Man sollte allerdings vereinfachend unter dem Begriff des autogenen Schwindens nur den Anteil des chemischen Schwindens verstehen, der von außen messbaren Längenänderungen verursacht und somit für baupraktische Belange den relevanten Fall darstellt [5].

Die Hydratationsprodukte haben ein geringeres Volumen als die Volumen der Ausgangsprodukte Zement und Wasser. Im Verlauf der Hydratation kommt es daher zu einer Volumenkontraktion. Ursache ist dabei der Einbau der Wassermoleküle in die Hydratationsprodukte. Rund 25 % des chemisch gebundenen Wassers werden so für das Volumen des Zementsteins nicht wirksam [6].

Autogenes Schwinden wird unterteilt in internes und externes autogenes Schwinden. Die Summe dieser beiden Schwindverformungen wird als chemisches Schwinden bezeichnet [5].

4.2.6 Carbonatisierungsschwinden

In üblicher Umgebung carbonatisieren die oberflächennahen Zonen eines Betons nach mehreren Jahren. Es kommt zur Bildung von Calciumcarbonat aus dem Kalkhydrat des Zementsteins infolge der Einwirkung von Kohlensäure:



Formel 7: Carbonatisierung von Beton

Die Kohlensäure kann aus der umgebenden Luft stammen oder durch kohlenstoffhaltiges Wasser zugeführt werden. Das Carbonatisieren führt zu einem zusätzlichen Schwinden. Es entstehen im carbonatisierten Gefüge des Betons neue Produkte mit einem geringeren Volumen im Vergleich zu einem nicht carbonatisierten Beton. Dadurch können bereits bestehende Schwindrisse aufgeweitet werden oder sich neue Risse bilden. Diese Form der Rissbildung ist bei erhöhtem CO₂-Gehalt der umgebenden Luft besonders ausgeprägt [6].

Der Einfluss aus Carbonatisierungsschwinden lässt sich bei austrocknender Lagerung an der Luft nicht getrennt vom reinen Trocknungsschwinden erfassen. Bei normalfestem Beton kann durch Carbonatisierungsschwinden das Schwindmaß des reinen Austrocknungsschwindens um ungefähr 50% vergrößert werden. Da sich hochfester Beton durch eine hohe Dichtigkeit auszeichnet, ist hier mit sehr geringer und zeitlich stark verzögerter Carbonatisierung zu rechnen [5].

Für den Rostschutz der Bewehrungseinlagen von Stahlbeton ist die Carbonatisierung von größter Wichtigkeit. Die Betondeckung muss immer so dick sein, dass die carbonatisierte Schicht nicht bis an die Bewehrung heranreicht [6].

4.3 Schwindverformungen

4.3.1 Übersicht

Die Dehnungen infolge Schwinden und Quellen gewinnen erst dann eine Bedeutung, wenn sie große Werte ($\varepsilon_s > 0,020 \%$) annehmen und wenn sie daran gehindert werden, sich frei, also zwanglos, einzustellen. Durch die Behinderung bauen sich Zwangs- und/oder Eigenspannungen auf, die zu Bauschäden führen können. Das Schwinden und Quellen muss deshalb in Entwurf und Konstruktion berücksichtigt werden [1].

Das Schwindmaß des Betons wird größer durch:

- größeren Wassergehalt
- größeren W/B-Wert, vor allem bei gleichem Zementgehalt
- größeren Zementsteingehalt (nur bei gleichem W/B-Wert)
- größeren Zementgehalt (nur bei gleichem W/B-Wert)
- größere Schwindneigung des Zementes
- größeres Schwinden des Zuschlags
- kleineren E-Modul des Zuschlages (z.B. bei Leichtbetonen)
- schnelleres Austrocknen, was wiederum vom Verhältnis Volumen zu austrocknende Oberfläche abhängt [2].

Durch Schwinden entstehen:

- stets Eigenspannungen im Querschnitt (außen Zug, innen Druck)
- Bauteilverkürzungen, deren Behinderung Zwangsspannungen verursacht
- zusätzliche Verformungen im Querschnitt (unliebsame Verkrümmungen)
- Verluste an der Vorspannkraft [6].

Für baupraktische Belange geht man meist von einem eindimensionalen (linearen) Schwindmaß ε_s aus, das in der Form:

$$\varepsilon_s(t) = \frac{l - l_0}{l_0} = \frac{\Delta l}{l_0}$$

Formel 8: Lineares Schwinden; [33]

angegeben wird (mit l_0 = Ausgangslänge, l_t = Länge zurzeit t).

Die Abhängigkeit von der Zeit t kennzeichnet deutlich, dass Schwindverformungen mit der Zeit veränderlich sind und bei konstanten Umgebungsbedingungen einem zugehörigen Endzustand (Endschwindmaß $\varepsilon_{S, \infty}$) zustreben [4].

Das Schwindmaß des Betons hängt vor allem von der Feuchte der umgebenden Luft, den Abmessungen des Bauteils und der Zusammensetzung des Betons ab. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich Schwindverformungen folgendermaßen definieren lassen:

- Volumenänderungen infolge Veränderung des Wasserhaushaltes
- keine Temperaturdeformation
- keine Lasteinwirkung
- keine Treiberscheinungen [7].

4.3.2 Schwinden des Zementsteins

Wesentliche auslösende Einflussgröße für das Schwinden des Zementsteins (Summe von chemischem Schwinden und Austrocknungsschwinden) ist die Gleichgewichtsfeuchte des Zementsteins, wie sich aus dem Unterschied zwischen chemischen Schwinden und anschließendem Austrocknungsschwinden bei einer niedrigeren Luftfeuchtigkeit ergibt. Der Kornaufbau des Zements und der Wasserzementwert sind demgegenüber untergeordnete Größen. Tendenziell kann man davon ausgehen, dass nicht zu fein gemahlene Portlandzemente der Festigkeitsklasse 32,5 und Portlandkompositzemente im unteren Bereich der Bandbreite liegen, während Zementsteine aus CEM I der höheren Festigkeitsklassen und CEM III eher im oberen Bereich der Bandbreite angesiedelt sind. Dies könnte mit einem schneller gebildeten oder höheren Gelporenanteil zu tun haben [5]. Versuchstechnisch ist bei niedrigen W/B-Werten zu berücksichtigen, dass man früh genug mit der Messung beginnen muss, um gegebenenfalls das chemische Schwinden mit zu erfassen.

4.3.3 Schwinden des Zuschlags

Werden schwindfähige Zuschläge verwendet, wie z.B. Sandstein, so ist dies in Form einer erhöhten Schwindverformung zu berücksichtigen.

Geht man jedoch von nicht schwindendem, dichtem quarzitischem Zuschlag aus, wie er für Ultrahochfesten Beton verwendet wird, so fällt dies unter die

regulierenden (passiven) Einflussgröße der Schwindverformung. Die Regulierung besteht in der Verminderung der Schwindverformung des reinen Zementsteins, die im Beton mit Eigenspannungen oder Gefügespannungen verbunden ist.

4.3.4 Zusammensetzung von oben nach unten

Beim Verdichten mit Innenrüttlern wird häufig eine Entmischung bemerkt, so dass Feinstbestandteile (z.B. Zement) an die Oberfläche gelangen und Grobbestandteile sich unten ansammeln. Der Gebrauch von Innenrüttlern sollte deshalb bei Bodenplatten vermieden werden. Bei intensiver Verdichtung mit dem Rotationsglätter erfolgt ebenfalls eine Anreicherung von Zement in der Oberflächennzone. Da zum größten Teil der Zementstein schwindet (nicht die Zuschlagstoffe) wird die oberste Schicht stärker schwinden als die darunter liegende Schicht. Es kommt im Extremfall zu Ablösungen der obersten Schicht, wie dies manchmal bei Hartstoffestrichen zu beobachten ist. Hartstoffestriche sind Estriche der Festigkeitsklassen ZE 55 M, ZE 65 A und ZE 65 KS mit Hartstoffzusätzen nach DIN 1100 (z.B. Quarz). Man kann die Entmischung weitgehend durch richtigen Mischungsaufbau und durch den Einsatz von Rüttelbohlen, die bis zu einer Tiefe von 15 cm noch Verdichtungswirkung haben, vermeiden. Der Einbau von Fließbeton ist vorzuziehen, da dadurch die Verdichtungsarbeit verringert wird [13].

4.3.5 Weitere Auswirkungen

Die Auswirkungen von gelösten Ca^{++} , Na^+ und K^+ Ionen auf das Schwindverhalten von zementgebundenen Werkstoffen zeigt einen interessanten Zusammenhang. Die Praxis sowie Untersuchungen zeigen, dass die Verwendung von alkaliarmen Zementen in der Betonherstellung zu geringeren Trocknungsschwindmaßen führen. Eine ähnliche Tendenz wird ebenfalls bei denjenigen Zementen, die eine calciumarme Porenlösung erzeugen, beobachtet. Die Erklärungen dafür sind zurzeit noch nicht eindeutig. Zumindest weiß man bereits, dass das Ca^{++} Ion einen bedeutenden Einfluss auf die Oberflächenkräfte hat, was sich dann auf den Abstand zwischen den C-S-H-Gel Plättchen und darüber hinaus auf das makroskopische Schwinden auswirkt. Eine Hypothese bestehe darin, dass das Schwinden bei niedrigen sowie bei hohen Calciumgehalten minimal, hingegen bei mittleren Gehalten maximal ist [14].

5 Normen und Richtlinien für die Berechnung

5.1 Shrinkage 2000 – RILEM

Weltweit befassen sich Wissenschaftler und Techniker mit dem Phänomen des Schwindens. Jahrelang waren die erreichten Ergebnisse schwer vergleichbar, da es keine genaue und klare Definition der einzelnen Schwindarten gegeben hat. Mit der Gründung eines Internationalen Workshops „Shrinkage of Concrete“ ist es gelungen, durch regelmäßiges Zusammentreffen einen Wissensaustausch zu betreiben und einen gemeinsamen Nenner für die verschiedenen Schwindphänomene zu finden und zu deklarieren.

Dieser Workshop findet im Abstand von zwei bis drei Jahren statt. Der nächste RILEM Workshop on Life Prediction wird am 5-6 Mai 2003 in Paris, France abgehalten. Das nachfolgende Vorwort von Pierre-Claude Aïtcin vom Rilem Workshop 2000 soll einen Überblick der bisher geleisteten Arbeit geben:

Nach dem „International Workshop on autogenous shrinkage of concrete Autoshrink´ 98“, organisiert vom „Japan Concrete Institute“ in Hiroshima (Japan, 1998) und dem „International Research Seminars on self-desiccation and its importance in concrete technology“ in Lund (Schweden, 1997 und 1999), wurde der „International RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete - Shrinkage 2000“ in Paris, im Oktober 2000 abgehalten.

Dieser Workshop befasste sich mit den unterschiedlichen Aspekten bezüglich Autogenem- und Frühschwinden, und behandelt unter anderem die Wirkung von verschiedenen Betonmixturen, den Einfluss von Feuchtigkeit, Size-Effekt, ...

Im Jahr 1998 trafen sich über einhundert internationale Spezialisten zu einem Wissensaustausch über Autogenes Schwinden zum „Autoshrink´ 98“. Lakewise, das Seminar in Lund, ermöglichte eine vielschichtige Betrachtungsweise auf dem neuesten Stand der Technik, über den Selbstaustrocknungsprozess, der eine wichtige Komponente bei der autogenen Deformation von Beton darstellt.

E.-I. Tazawa erwähnte im Vorwort seines Berichtes von „Autoshrink´ 98“, dass C.G. Lynam schon 1934 den Ausdruck „autogenous shrinkage“ verwendete, um das Phänomen der Volumenverringerung (Schwinden), ohne Änderung von Gewicht und Temperatur, zu beschreiben. Außerdem wird die Entdeckung des chemischen Schrumpfens, das den Ausgangspunkt von Autogenem Schwinden bildet, auf ungefähr 100 Jahren datiert, mit der Arbeit von Le Chatelier über die Hydratation von Zement.

Autogenes Schwinden ist ein Thema das einen immer höheren Stellenwert für Bauten aus dauerhaften Betonkonstruktionen in der ganzen Welt bekommt.

1940 schrieb H.E. Davis in seine Unterlagen über Autogenes Schwinden: *„However, it would ordinarily be neither practical nor desirable to attempt to differentiate between the autogenous movements, which are believed usually to be of relatively small magnitude and the direct effects of drying and temperature”*² (Wie auch immer, es wird für gewöhnlich weder praktisch noch sinnvoll sein, zwischen den autogenen Bewegungen, welche für gewöhnlich relative kleine Größenordnungen haben, und den direkten Effekt von Austrocknung und Temperatur zu unterscheiden.)

Zu dieser Zeit hatte gewöhnlicher Beton in der Tat einen ziemlich hohen W/Z-Wert in der Größenordnung von 0,60 bis 1,00. Diese Aussage stimmt heutzutage nicht mehr, da mit der Entwicklung von Hochfesten Betonen, mit einem deutlich niedrigerem W/Z bzw. W/B-Wert gearbeitet wird. Autogenes Schwinden ist wie Trocknungsschwinden ebenfalls von großer Wichtigkeit für diese neuen Betonzusammensetzungen.

Dieser neue Trend gerechtfertigt das heutige Interesse an so einem alten Phänomen, das gleich alt ist wie die Nutzung des Baustoffes Beton. Wir erhalten neue Herausforderungen für die Betontechnologie und Forschung mit diesem neuen Typ von Schwinden [21].

² Davis H.E., ‚Autogenous Volume Changes of Concrete‘, 43rd A.S.T.M. Annual Meeting, Atlantic City, N.J., June 24-28, 1940, vol. 40, pp. 1103-1110.

Außerdem ist die Wichtigkeit von Trocknungsschwinden sehr gut in der Praxis bekannt. Wenn diese Verformungen behindert werden, können Fröhschwindrisse das mechanische Verhalten von Betonbauwerken beeinträchtigen. Die Dauerhaftigkeit ist ebenfalls beeinträchtigt durch diese Risse, da dies bevorzugte Kanäle für aggressive Stoffe darstellt. Trotz vieler Forschungen, die in den letzten Jahren in diesem Bereich durchgeführt wurden, verbleiben doch viele Lücken in dieser Theorie (oder besser in diesen Theorien) über Trocknungsschwinden. Deshalb kann das Trocknungsschwinden immer noch als nicht ausreichend erforscht angesehen werden und es verbleiben Schwierigkeiten in der Vorhersage und Kontrolle.

Für eine korrekte Betrachtung ist die Wechselwirkungen zwischen Hydratation und Austrocknung sehr wichtig. Diese Phase ist absolut notwendig für die Entwicklung genauer Vorhersagensmodelle für Schwinden von Beton und zur Schaffung sachdienlicher, dauerhafter Kriterien.

Mehrere experimentelle Einrichtungen, welche man in räumliche und eindimensionale Messungen unterteilen kann, sind in Verwendung, um das autogene Schwinden zu bestimmen.

Welche treffen nun am besten zu? Nach den derzeitigen Kenntnissen ist zu sagen, dass sich die zwei erwähnten Typen von Messungen (siehe 6.2 und 6.3) gegenseitig sehr gut ergänzen.

Außerdem ist es schwierig die Trocknungsschwindverformungen bei gegebener relativer Feuchte zu messen.

Überdies soll die Wahl der Meßmethode auf das Material (z.B. Hochleistungsbeton) und auf die beabsichtigte Anwendung (Gebäude, Brückenkonstruktionen, Straßen, Nuklearkraftwerke, ...) abgestimmt sein.

Ist autogenes Schwinden ein neues Schreckensbild, das den Einsatz von Hochleistungsbeton einschränkt oder gar unterbindet? Können wir diese Entwicklung reduzieren? Kann autogenes Schwinden positive Auswirkungen haben? Das sind einige Fragen, die in diesem neuen RILEM Workshop vom 5. bis 6. Mai 2003 aufgegriffen und diskutiert werden sollen.

5.2 AFGC

5.2.1 Einleitung

Im Auftrag des AFGC (Scientific and Technical Committee, France) wurde eine Empfehlung - von März 1999 bis Januar 2002 - für Ultrahochleistung Faser-Verstärktem Beton aufgestellt.

Diese Empfehlungen über Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC) sollte als Bezugsdokument dienen und eine Grundlage für den Gebrauch von diesem neuen Material werden.

Die unterschiedlichen Arten von UHPFRC, die derzeit vermarktet werden, bezeichnet man in Frankreich als:

- BSI „Béton Spécial Industriel“ (special industrial concrete)
- BPR (reactive powder concrete) [54].

5.2.2 Effekt der thermischen Nachbehandlung

Ultrahochfeste Betone werden in vielen Fällen einer thermischen Nachbehandlung unterzogen indem die Bauteile nach dem Abbinden für mehrere Stunden einer relativ hohen Temperatur (ungefähr 90° C) ausgesetzt werden.

Diese Nachbehandlung darf nur durchgeführt werden, nachdem der Beton abgebunden ist, um eine verzögerte Ettringitbildung (Delayed Ettringite Formation DEF) zu verhindern. Die thermische Nachbehandlung erfordert demnach genaue Kenntnisse über den Abbindezeitpunkt und die Hilfsmittel um diesen festzustellen. Die wichtigsten Auswirkungen einer thermischen Nachbehandlung sind:

- Der Beton erhärtet schneller und erreicht nach der thermischen Behandlung seine endgültigen Eigenschaften. Dieser Beton kann dementsprechend früher voll belastet werden, ohne auf die 28-Tage-Festigkeit eines normalfesten Betons warten zu müssen.
- Druck und Zugfestigkeiten sind nach der thermischen Behandlung um ungefähr 10 % höher als bei vergleichbarer 28-Tage-Festigkeit mit Unterwasserlagerung.
- Spätere Schwinden- und Kriechverformungen verkleinern sich wesentlich, wenn die thermische Nachbehandlung beendet ist.

- Kriechverformungen können wesentlich reduziert werden. Der Kriechbeiwert sinkt von 0,8 - ohne thermische Nachbehandlung - auf 0,2 ab.
- Die Haltbarkeit wird durch die Reduktion des Porenvolumens beträchtlich verbessert [54].

5.2.3 Kriechen – Schwinden

Es ist wichtig zwischen UHPC mit und ohne thermische Nachbehandlung zu unterscheiden. UHPC ohne thermische Nachbehandlung verhält sich gleich wie HPC. Wird jedoch thermisch nachbehandelt, so gibt es praktisch keine Schwind- und nur geringe Kriechverformungen. [54]

5.2.3.1 Freies Schwinden

Die Schwindverformungen von UHPFRC sind hauptsächlich autogen. Bei einer thermischen Nachbehandlung kommt es bei UHPFRC zu keinen weiteren Schwindverformungen.

Autogenes Schwinden hängt mit dem W/B-Wert zusammen:

- W/B = 0.09 $\epsilon_r = 250 \mu\text{m/m}$
- W/B = 0.15 $\epsilon_r = 350 \mu\text{m/m}$
- W/B = 0.17 – 0.20 $\epsilon_r = 550 \mu\text{m/m}$

Ein vorgeschlagener Ausdruck für autogenes Schwinden lautet:

$$\epsilon_{re} = A \cdot \exp\left[\frac{B}{\sqrt{t} + C}\right] \quad [\mu\text{m/m}]$$

Formel 9: Expression proposed for autogenous shrinkage; [54]

mit A = 525 $[\mu\text{m/m}]$

 B = -2.5 [-]

und C = -0.5 [1/d]

Das Endschwindmaß beträgt somit $\epsilon_{re}(\infty) = 525 \mu\text{m/m}$.

5.2.3.2 Kriechen

Die thermische Nachbehandlung verringert auch wesentlich die Kriechverformungen.

Für UHPC ohne thermische Nachbehandlung kann die gleiche Zeitfunktion $f(t - t_0)$ herangezogen werden. Die Zeitfunktion hängt nur von $(t - t_0)$ ab [54]. Mit t wird das Betonalter zum betrachteten Endzeitpunkt, mit t_0 [d] das Betonalter bei Belastungsbeginn bezeichnet.

UHPC ($W/B = 0,17$) ohne thermische Nachbehandlung hat folgende zeitliche veränderlichen Eigenschaften:

Tabelle 15: Zeitlich veränderlichen Eigenschaften von UHPC ohne thermische Nachbehandlung; [54]

Alter [Tage]	Spezifische Kriechverformung J [µm/m/MPa]	Kriechkoeffizient K_{fl}
1	46.9	2.27
4	37.2	1.80
7	32.5	1.57
28	22.2	1.08

Kriechen ist belastungsabhängig. J ist ein Zuwachs der Kriechverformung für eine Druckspannung von 1 MPa und wird als spezifische Kriechverformung bezeichnet (siehe Tabelle 15):

$$J(t, t_0) = \frac{\varepsilon_f(t)}{\sigma_0} \quad [\mu\text{m/m/MPa}]$$

$$K_{fl} = \frac{(\varepsilon_{\text{gesamt}} - \varepsilon_t)}{\varepsilon_t} = E_{28} \cdot J_{\infty} \quad [-]$$

Formel 10: Kriechfunktion; [54]

Die Kriechfunktionen wurden numerisch festgelegt und mit entsprechenden Versuchen verglichen. Abbildung 26 enthält experimentelle und numerische Kurven.

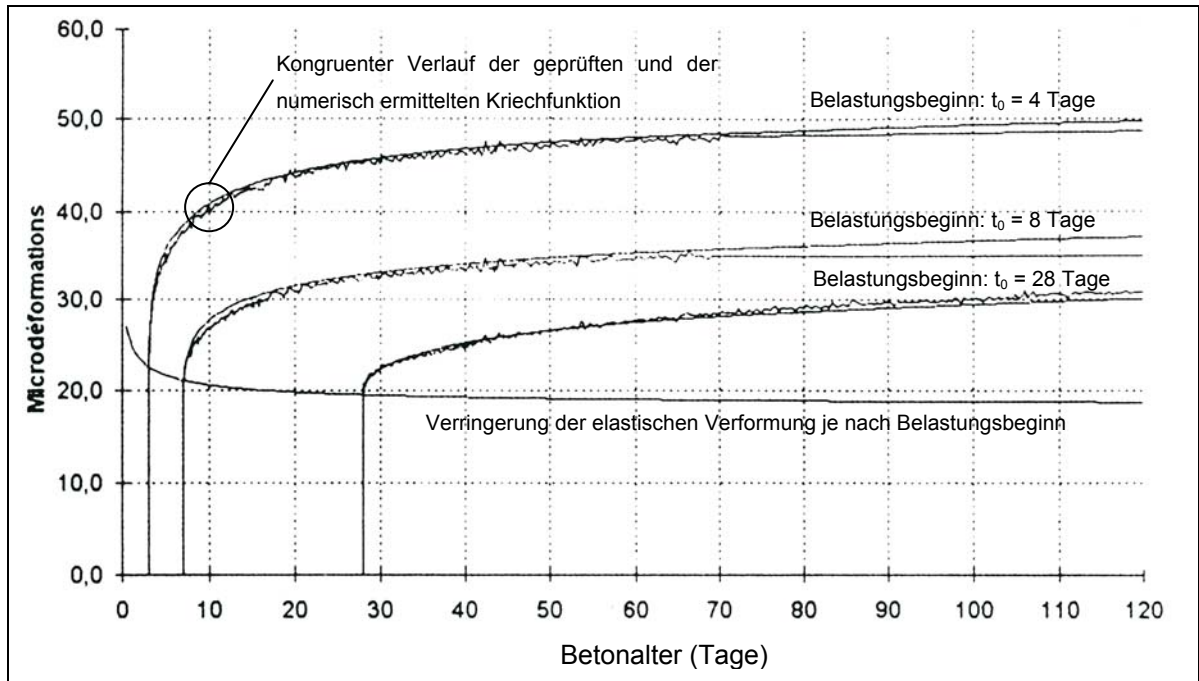


Abbildung 26: Vergleich der geprüften und numerischen Kriechfunktion von UHPFRC bei unterschiedlichem Belastungsbeginn; [54]

Die numerischen Ausdrücke für das Kriechen sind:

$$\varepsilon_s = k(t_0) \cdot f(t - t_0) + h(t_0)$$

mit:

$$k(t_0) = 19 \cdot \exp \sqrt{\frac{0.1}{t_0 - 2.65}} \quad [\mu\text{m/m}] \quad \text{Grundkriechmaß}$$

$$f(t - t_0) = \frac{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}}}{\sqrt{\frac{t - t_0}{3t_0 - 5}} + 1} \quad [-] \quad \text{Zeitfunktion}$$

$$h(t_0) = 18 \cdot \exp \sqrt{\frac{0.2}{t_0 + 1.2}} \quad [\mu\text{m/m}] \quad \text{Verformung nach Belastungsbeginn}$$

Formel 11: Kriechfunktion von UHPFRC; [54]

5.2.4 Langzeitverhalten unter Dauerbelastung

Das Langzeitverhalten wurde anhand von Kriechversuchen unter sehr hohem Druck durchgeführt ($> 0.85 \cdot f_{c28}$).

Abbildung 27 zeigt den Kriechtestaufbau. Er besteht aus einem 35 Tonnen Hydraulikzylinder und einem steifen Rahmen. Die Probekörper sind 60 cm lang und haben einen Durchmesser von 9 cm. Am Probekörper werden drei Dehnmessstreifen in einem 120° Intervall angebracht.

Die Probekörper wurden mit einem Ausgangsdruck von 168 MPa belastet und stufenweise innerhalb von 90 Tagen auf 157 MPa reduziert [54].

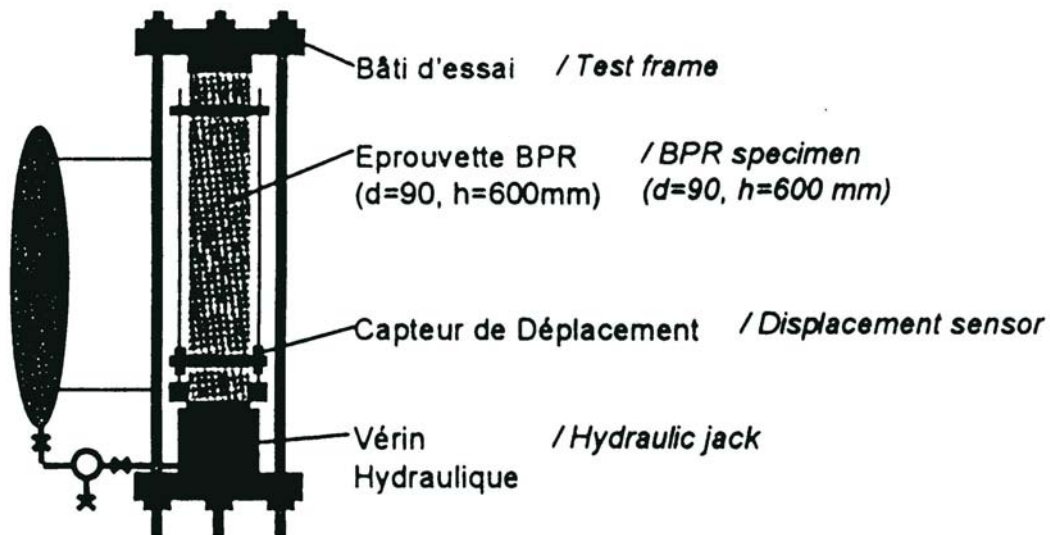


Abbildung 27: Kriechtestaufbau; [54]

Der Beanspruchungsgrad variierte von 0,87 bis 0,93 der charakteristischen Druckspannung ($f_{c28} = 180$ MPa).

Abbildung 28 zeigt die Auswertung der drei Dehnmessstreifen und die zeitliche Spannungsentwicklung [54].

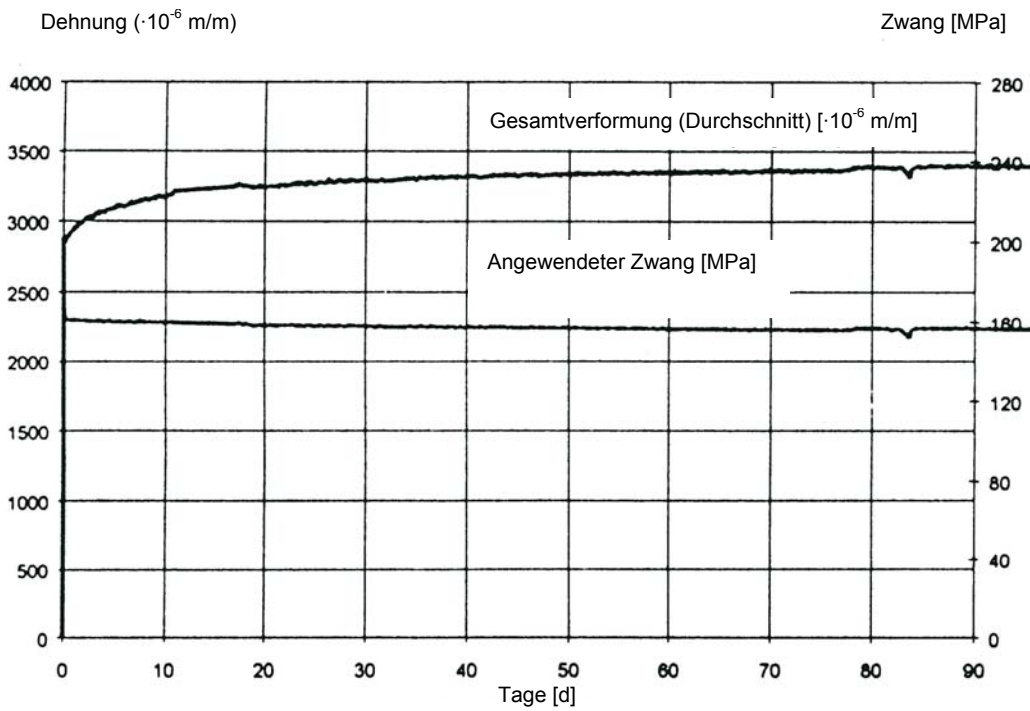


Abbildung 28: Zeitliche Spannungsentwicklung eines UHPFRC; [54]

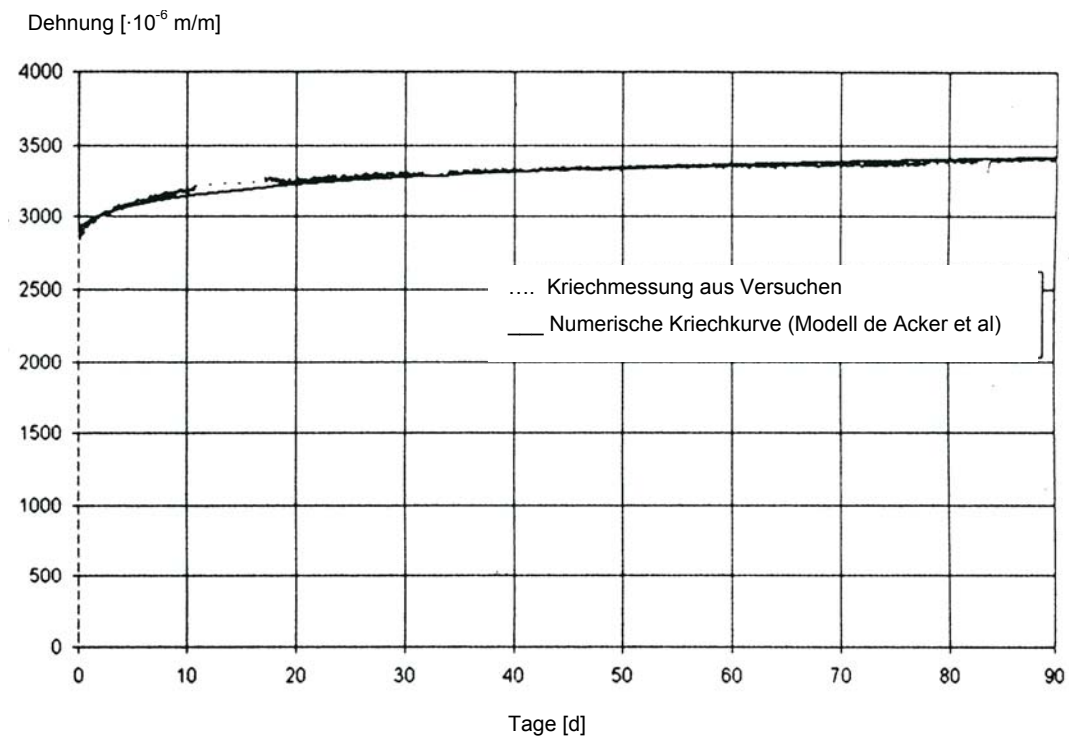


Abbildung 29: Vergleich Testergebnisse mit dem errechneten Verlauf; [54]

Abbildung 29 vergleicht die Testergebnisse mit der numerischen Gesamtdehnung, die nach folgender Funktion errechnet wurde:

$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_i} [1 + K_{fi} \cdot f(t - t_0)]$	[$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε	Gesamtdehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
σ	Spannung [168 MPa]
E_i	E-Modul [58.000 MPa]
K_{fi}	Kriechkoeffizient (0,30) [$\mu\text{m}/\text{m}$]
t	Zeit [d]
$f(t - t_0)$	Zeitfunktion [-]

Formel 12: Gesamtdehnung; [54]

Die Zeitfunktion f wird als allgemeiner Ausdruck angegeben:

$$f(t - t_0) = \frac{(t - t_0)^\alpha}{(t - t_0)^\alpha + \beta} \quad [-]$$

Formel 13: Zeitfunktion; [54]

in der $\alpha = 0,6$ und $\beta = 10$ für thermisch nachbehandelter UHPFRC ist.

Die spezifische Kriechfunktion für UHPFRC ohne thermische Nachbehandlung ist in Abbildung 30 dargestellt.

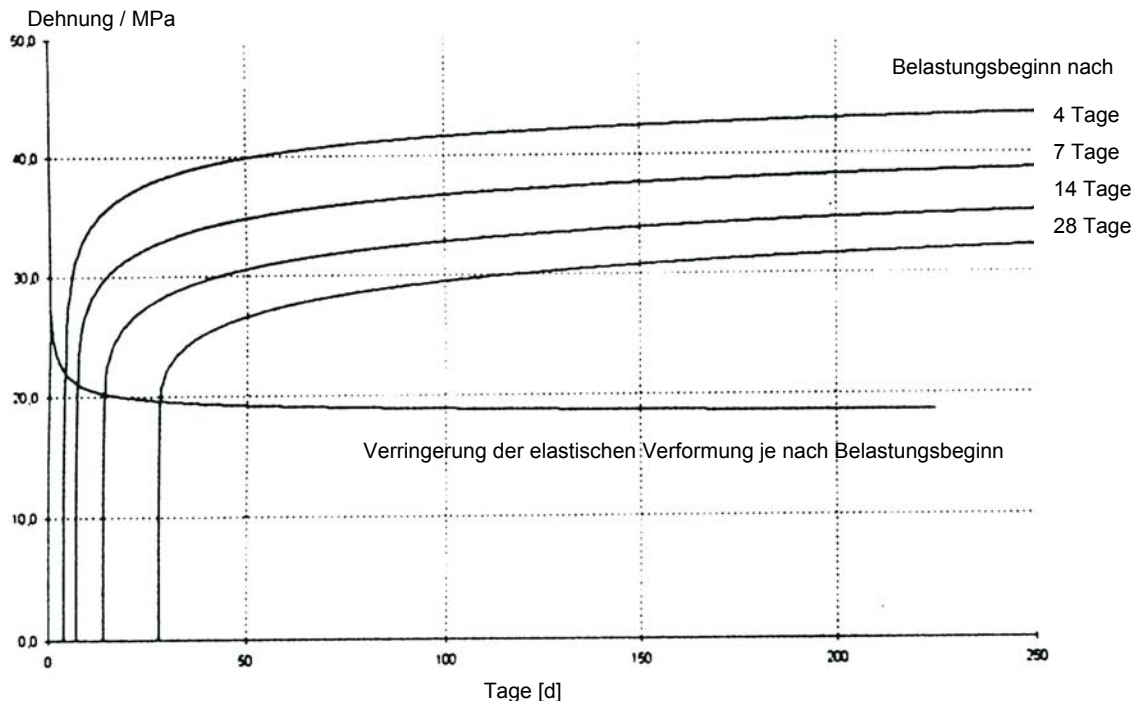


Abbildung 30: Spezifische Kriechfunktion von UHPC 200 ohne thermische Nachbehandlung; [54]

5.3 Schwinden des Betons nach EC2

In den meisten Normen ist die Berücksichtigung des Schwindens meist ein Zusatz zur Kriechverformung. Die mathematischen Modelle und Funktionen sind jedoch dieselben. Im folgenden Kapitel soll stets ein Vergleich mit der DIN 4227 gezogen werden, um die neuen Ansätze im Eurocode hervorzuheben.

5.3.1 Einführung

5.3.1.1 Kriechen

Da unter Gebrauchslasten Kriechen und kriecheerzeugende Spannungen proportional zueinander angenommen werden, lässt sich das Kriechen des Betons über die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ beschreiben. Diese Kriechzahl ist das Verhältnis der Kriechdehnung $\varepsilon_{kr}(t)$ zur elastischen Anfangsdehnung $\varepsilon_0(t_0)$, die an einem in seiner Dehnung unbehinderter Körper unter konstanter Spannung aufweist [11]:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{kr}(t)}{\varepsilon_0(t_0)}$$

Formel 14: Kriechzahl; [11]

oder bezogen auf die Gesamtdehnung ε_t zur Zeit t

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 + \varepsilon_{kr} = \varepsilon_0 + \varepsilon_0 \cdot \varphi(t, t_0) = \varepsilon_0(1 + \varphi(t, t_0))$$

Formel 15: Gesamtdehnung; [11]

Mit t wird das Betonalter zum betrachteten Endzeitpunkt, mit t_0 das Betonalter bei Belastungsbeginn bezeichnet.

Der E-Modul des Betons ist zeitlich veränderlich, d.h. mit der Zeit wird der Beton unabhängig von der Belastung steifer. Die Kriechzahl φ wird aber allgemein bezogen auf die elastische Verformung eines 28 Tage alten Betons hergeleitet. Nach EC2 ist die Kriechzahl dabei auf den Tangentenmodul und nicht auf den Sekantenmodul des Betons zu beziehen (mit $E_{cm, \text{Tangente}} = 1.05 E_{cm, \text{Sekante}}$) [11].

Spannungsänderungen

Für die nachfolgenden Formeln wird ein allgemeines Überlagerungsgesetz (Superpositionsgesetz) für viskoelastische Körper eingeführt. Für einen Körper, der zu unterschiedlichen Zeiten $t_0, t_1, \dots, t_n < t$ mit den Spannungen $\sigma(t_0), \sigma(t_1), \dots, \sigma(t_n)$ entsprechend Abbildung 31 belastet wird, ergibt sich die Dehnung ε zur Zeit t unter den jeweils konstant gehaltenen Spannungen als Summe der Einzeldehnungen [11].

$$\varepsilon(t) = \sum_{i=0}^n \frac{\sigma(t_i)}{E_c(t_i)} (1 + \varphi(t, t_i)) = \sum_{i=0}^n \varepsilon(t, t_i)$$

Formel 16: Superpositionsgesetz nach Boltzmann; [11]

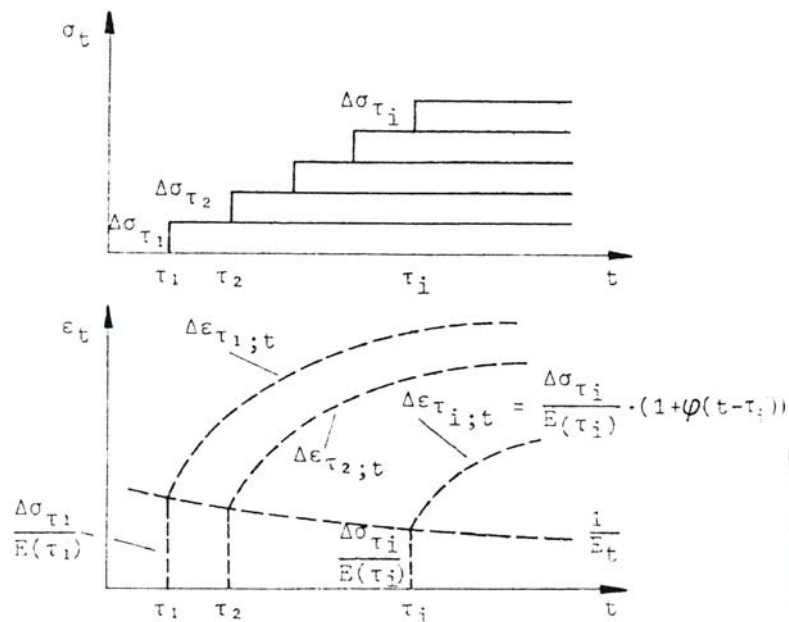


Abbildung 31: Superposition nach Boltzmann; [11]

Dieses Gesetz wurde zuerst von Boltzmann 1876 formuliert. Auch dabei wird üblicherweise für den Beton E-Modul der Wert des 28 Tage alten Betons verwendet. Für stetige Spannungsänderungen und bezogen auf einen 28 Tage alten Beton kann folgendes geschrieben werden [11]:

$$\varepsilon(t) = \int_{\tau=t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{E_c} (1 + \varphi(t, \tau)) d\tau$$

Formel 17: Superposition für stetige Spannungsänderungen; [11]

Relaxation

Die Relaxation ist auf die gleichen physikalischen Vorgänge zurückzuführen wie das Kriechen. Während das Kriechen als Dehnungsänderung eines unbehinderten Betons unter konstanter Spannung definiert wird, versteht man unter Relaxation die kontinuierliche Spannungsänderung (Abnahme) unter einer konstant gehaltenen Dehnung [11].

5.3.1.2 Schwinden

Die Austrocknung des Betons schreitet von außen nach innen fort und es stehen somit zuerst die oberflächennahen Bereiche im Feuchtgleichgewicht mit der Umgebung. Dadurch entstehen Eigenspannungen im Beton, die zu Schwindrissen an der Betonoberfläche führen können.

Die Geschwindigkeit der Austrocknung im Inneren wird im Wesentlichen über das Verhältnis der Betonfläche A_c zu einer der Luft und damit der Austrocknung ausgesetzten Oberfläche U_c bestimmt. Als Parameter wird im EC2 die wirksame Dicke h_0 eingeführt mit [11]:

$$h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{U_c} \quad [\text{mm}]$$

Formel 18: Wirksame Bauteildicke; [11]

Der Feuchtigkeitsaustausch und damit das Schwinden verläuft im Inneren eines dicken Betonkörpers mit großer wirksamer Dicke sehr viel langsamer, als bei Körpern mit kleiner wirksamer Dicke [11].

5.3.2 Differentielle Spannungs-Dehnungs-Beziehung:

Für einen Betonkörper mit stetiger Spannungsänderung $d\sigma$ im Anschluss an eine, ab dem Zeitpunkt t_0 einwirkende, konstante Spannung $\sigma(t_0)$, ergibt sich die Dehnung mit Formel 19 zu:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} \cdot (1 + \varphi(t, t_0)) + \frac{1}{E_c} \int_{\tau=t_0}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} (1 + \varphi(t, \tau)) d\tau$$

Formel 19: Dehnung; [11]

Der erste Term beschreibt darin die elastische Anfangsdehnung des Betonkörpers und dessen Kriechen aufgrund der konstanten Spannung $\sigma(t_0)$, der zweite Term die kontinuierliche Spannungsänderung und das Kriechen derselben. Da in dieser Formulierung nichts über das Vorzeichen von $d\sigma$ ausgesagt wird, gilt sie sowohl für eine weitere Belastung als auch für eine Entlastung gegenüber der Spannung $\sigma(t_0)$ [11].

Berücksichtigung des Schwindens:

Ist bei einem Betonkörper die Dehnung (teilweise) behindert, so kommt es aufgrund des Schwindens des Betons zu einer kontinuierlichen Spannungsänderung im Beton. Für die Dehnung im Beton folgt damit entsprechend Formel 20:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_s(t, t_{0S}) + \frac{1}{E_c} \int_{\tau=t_{0S}}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} (1 + \varphi(t, \tau)) d\tau$$

Formel 20: Schwinden; [11]

Auch beim Schwinden gilt das allgemeine Superpositionsgesetz (Formel 16) und somit kann man allgemein, für eine zeitlich konstante Beanspruchung und Schwinden, schreiben mit $t_0 > t_{0S}$:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon(t, t_{0S}) + \frac{\sigma(t_0)}{E_c} (1 + \varphi(t, t_0)) + \frac{1}{E_c} \int_{\tau=t_{0S}}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} (1 + \varphi(t, \tau)) d\tau$$

Formel 21: Schwinden für eine zeitlich konstante Beanspruchung; [11]

In der Formel 21 ist zur Zeit t sowohl die Dehnung ε als auch die Spannungsänderung $d\sigma$ unbekannt. Diese Gleichung richtig zu lösen, ist die Grundlage zur richtigen Erfassung des zeitabhängigen Materialverhaltens des Betons. Lösungsmöglichkeiten für diese Spannungs-Dehnungs-Beziehung sind:

- Die differentielle Lösung nach Dischinger
- Die algebraische Lösung nach Trost/Zerna
- Die inkrementelle Lösung nach Trost/Blessenohl

Die rechnerische Berücksichtigung des zeitabhängigen Materialverhaltens des Betons infolge Kriechen wurde durch das von Dischinger mit zwei grundlegenden Arbeiten [50], [51] eingeführte Stoffansatz und die darauf aufbauende Differentialgleichungen ermöglicht [11].

Die Lösung dieser Differentialgleichung auf Grundlage der Arbeiten von Dischinger gelingt nur, wenn das Kriechen des Betons einer sogenannten Whitney'schen Idealkurve entspricht, wovon Dischinger ausgegangen ist. Nach den heutigen Erkenntnissen und Kriechansätzen in der europäischen Normung kann davon nicht mehr ausgegangen werden.

Eine gute Annäherung an die exakte Lösung gelingt für jeden Kriechansatz mit einer inkrementellen Berechnung [11].

5.3.3 Stoffansätze

5.3.3.1 Summationsansatz nach DIN 4227

Der Summationsansatz nach DIN 4227 ist der bis heute am meisten verwendete Stoffansatz zur Beschreibung des Kriechens und Schwindens [11].

Schwinden

Das Schwinden wird in DIN 4227 ähnlich dem Fließkriechen als Idealkurve, aber mit einem eigenen Parameter für den zeitlichen Verlauf k_s , beschrieben:

$$\varepsilon_{s,t} = \varepsilon_{s0}(k_{s,t} - k_{s,t0})$$

Formel 22: Schwinden nach DIN 4227; [11]

Zur Vereinfachung der Berechnung wurde ein zum zeitlichen Verlauf des Fließkriechens affiner Verlauf für das Schwinden angenommen mit:

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_s(t_E, t_0) \cdot \frac{\varphi(t, t_0)}{\varphi(t_E, t_0)}$$

Formel 23: Vereinfachende Schwindberechnung; [11]

5.3.3.2 Produktansatz nach EC2

Der Produktansatz nach EC2 zeichnet sich gegenüber dem Summationsansatz der DIN 4227 durch eine bessere Vorhersagegenauigkeit aus. Der Ansatz unterscheidet nicht mehr zwischen der verzögert elastischen Verformung und dem Fließen [11].

Die Fließzahl ist ein Produkt aus einem Grundwert des Schwindens ε_{cs0} und einer Zeitfunktion β_s , die abhängig vom Betonalter bei Schwindbeginn t_s ist.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta(t - t_s)$$

Formel 24: Schwindverformung nach EC2; [11]

$$\beta(t - t_s) = \left[\frac{t - t_s}{0.035 \cdot h_0^2 + t - t_s} \right]^{0.5}$$

Formel 25: Funktion für den zeitlichen Verlauf des Schwindens; [11]

In Abhängigkeit von der wirksamen Bauteildicke h_0 kann das Schwinden einen wesentlich anderen Verlauf als das Kriechen nehmen. In Abbildung 32 sollen für einen Beton mit der Festigkeit $f_{cm} = 43$ MPa, der Umgebungsfeuchte $RH = 80$ % und bei Kriech- und Schwindbeginn am dritten Tag die beiden Verläufe einmal für $h_0 = 100$ mm und für $h_0 = 700$ mm einander gegenübergestellt werden [11].

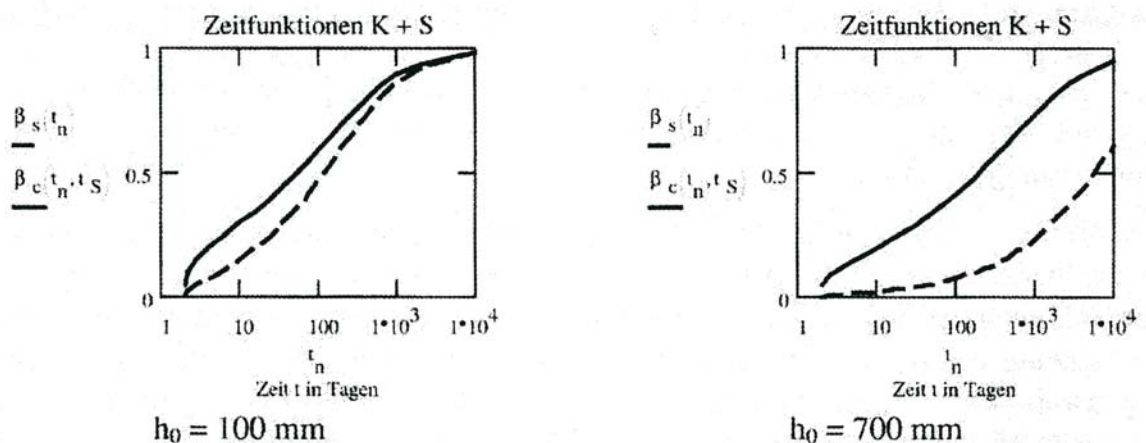


Abbildung 32: Zeitfunktion für Schwinden β_s und Kriechen β_c nach EC2 mit $f_{cm} = 43$ MPa und $RH = 80$ %; [11]

Nach neueren Erkenntnissen, die sich in den Ansätzen des Eurocode 2 niedergeschlagen haben, kann das Kriechen und Schwinden des Betons besser durch einen Produktansatz beschrieben werden [11].

5.4 Schwinden des Betons nach ÖNORM B 4750

Schwind- und Quellverformungen sind wie folgt zu berechnen [33]:

$$\varepsilon_{cs}(t - t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad [\mu\text{m/m}]$$

Formel 26: Schwindverformung nach ÖNORM B4750 Absatz 8.3; [33]

Hierin bedeutet:

ε_{cs0}	Grundschwindmaß [$\mu\text{m/m}$]
$\beta_s(t - t_s)$	Beiwert, der den zeitlichen Verlauf des Schwindens beschreibt [-]
t	Betonalter in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt [d]
t_s	Betonalter in Tagen zu Beginn des Schwindens oder Quellens [d]

Wenn keine genauen Werte nachgewiesen werden, kann $t_s=0$ gesetzt werden.

5.4.1 Grundschwindmaß nach ÖNORM B 4750

Das Grundschwindmaß ist wie folgt zu berechnen [33]:

$$\varepsilon_{cs0} = \beta_{RH} \cdot \varepsilon_s(f_{cm}) \quad [\mu\text{m/m}]$$

Formel 27: Grundschwindmaß; [33]

Hierin bedeutet:

β_{RH}	Beiwert, der den Einfluss der relativen Luftfeuchtigkeit erfasst
--------------	--

$$\beta_{RH} = -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad \text{Luftlagerung bzw. [-]}$$

$$\beta_{RH} = +0,25 \quad \text{Wasserlagerung [-]}$$

$\varepsilon_s(f_{cm})$	Beiwert zur Berücksichtigung der Betonfestigkeit
-------------------------	--

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + \beta_{cs}(90 - f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad [\mu\text{m/m}]$$

β_{sc}	Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart
$\beta_{sc} = 4$	langsam erhärtende Zemente, in der Regel CEM 32,5
$\beta_{sc} = 5$	normal erhärtende Zemente, in der Regel CEM 42,5
$\beta_{sc} = 8$	schnell erhärtende hochfeste Zemente, in der Regel CEM 52,5

Das Grundswindmaß ϵ_{cs0} kann für Normalbeton der Konsistenz F45 nach Tabelle 16 bestimmt werden. Für Beton der Konsistenz F38 ($W/B \leq 0,40$) dürfen die Werte mit 0,7 abgemindert werden und müssen für Betone der Konsistenz F52 mit 1,2 multipliziert werden. Wird der Beton mit Fließmittel hergestellt, ist die Frischbetonkonsistenz vor der Zugabe des Fließmittels maßgebend.

Eine lineare Interpolation zwischen den Werten in Tabelle 16 ist zulässig [53].

Tabelle 16: Grundswindmaß ϵ_{cs0} für Normalbeton der Konsistenz F45; [53]

Lage des Bauteils	Relative Luftfeuchtigkeit	Wirksame Bauteildicke h_0	
		≤ 150 mm	≥ 600 mm
innen	RH = 50 %	$- 60 \cdot 10^{-5}$	$- 50 \cdot 10^{-5}$
im Freien	RH = 80 %	$- 33 \cdot 10^{-5}$	$- 28 \cdot 10^{-5}$

5.4.2 Zeitlicher Verlauf des Schwindens nach ÖNORM B 4750

Der Beiwert $\beta_s(t - t_s)$, der den Verlauf des Schwindens beschreibt, ist wie folgt zu berechnen [33]:

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{t - t_s}{0,035 \cdot h_0^2 + t - t_s}}$$

Formel 28: Beiwert für den zeitlichen Verlauf des Schwindens; [33]

Hierin bedeutet:

$t - t_s$	Dauer des Schwindens oder Quellens in Tagen
h_0	wirksame Dicke in mm

Näherungsweise, wenn kein genauer Nachweis geführt wird, darf der Verlauf von β_s gleich wie β_c gemäß der Abbildung 33 bzw. Abbildung 34 angenommen werden [53]. Die Ungenauigkeit liegt darin, dass die Kriechverformungen und die Schwindverformungen zeitlich versetzt stattfinden [33].

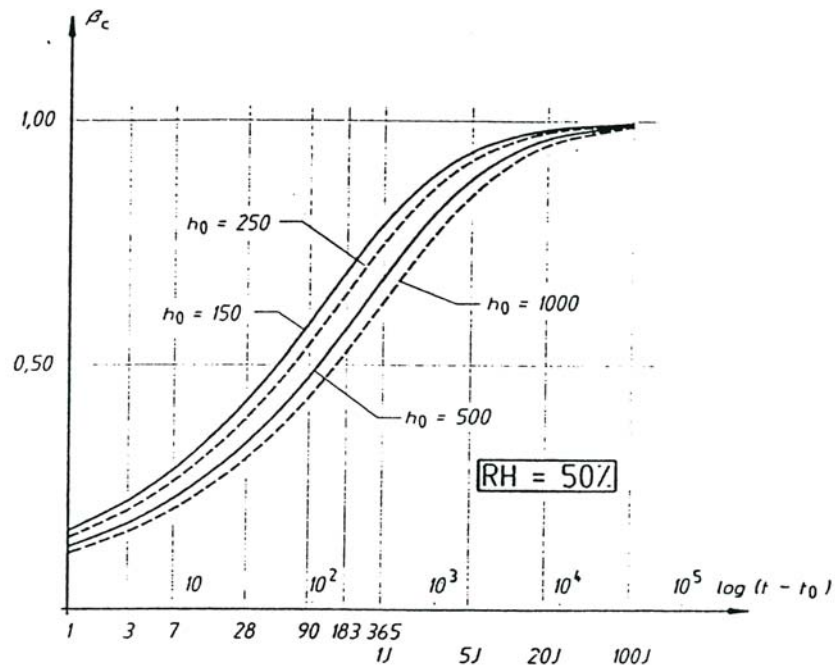


Abbildung 33: Zeitlicher Verlauf des Kriechens β_c für B 40 bei $RH=50\%$; [53]

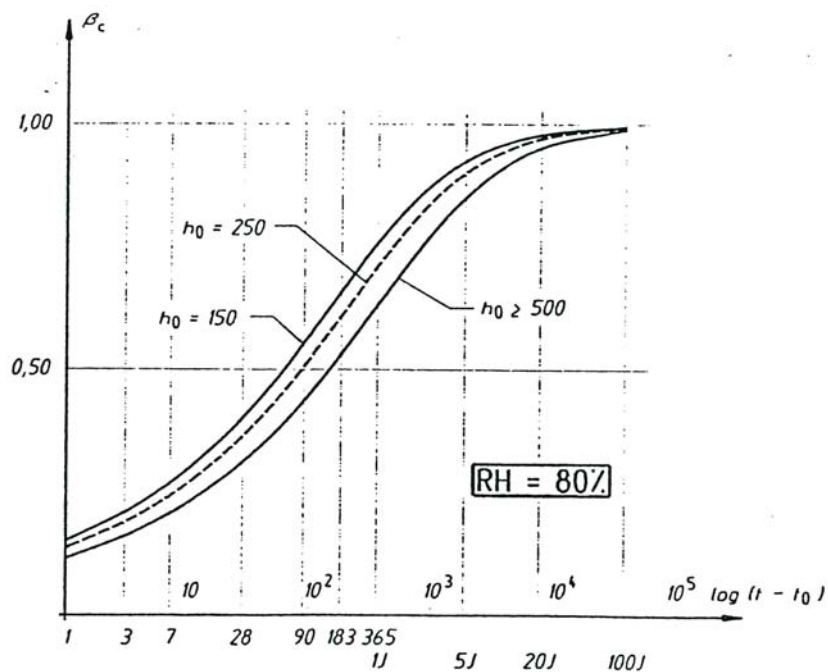


Abbildung 34: Zeitlicher Verlauf des Kriechens β_c für B 40 bei $RH=80\%$; [53]

5.5 Schwinden des Betons nach DIN 1045

Die DIN 1045 erweist sich als Weiterentwicklung zum Eurocode 2. Durch die Wahl eines neuen Ansatzes zur Vorhersage des Schwindens schließt der Gültigkeitsbereich der neuen DIN 1045, anders als jener des EC2, auch den hochfesten Beton mit ein. Das Gesamtschwinden wird im Ansatz der DIN 1045 daher aus der Summe von Schrumpfen und Trocknungsschwinden berechnet. Die DIN führt den Begriff des Schrumpfens für das autogene Schwinden ein. Andere Verformungskomponenten werden wegen ihrer untergeordneten Bedeutung nicht berücksichtigt [49].

5.5.1 Definition der Verformungskomponenten

Die bei konstanten Umgebungsbedingungen an einem Betonkörper unter Dauerlast zum Zeitpunkt t beobachtbare Gesamtdehnung $\varepsilon_c(t)$ wird in der neuen DIN 1045 in die additiven Komponenten Schwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, elastische Dehnung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ und Kriechdehnung $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ aufgespalten:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) + \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$$

Formel 29: Gesamtdehnung nach DIN 1045; [49]

In Formel 29 bezeichnet t_s den Zeitpunkt des Beginns der Trocknung und t_0 das Belastungsalter des Betons.

Die mit der Belastung unmittelbar einhergehende, vergleichsweise kleine Setzdehnung $\varepsilon_{cip}(t_0)$, die im Wesentlichen als plastische (bleibende) Verformungskomponente eintritt, wird bei dieser Definition als Teil der Kriechdehnung aufgefasst (Abbildung 35) [49].

Bei normalfestem Konstruktionsbeton liefert das Schrumpfen (autogenes Schwinden) einen gegenüber dem Trocknungsschwinden vergleichsweise kleinen Verformungsbeitrag. Daher konnte diese Komponente, die stets als Teil des Schwindens auftritt, für praktische Belange vernachlässigt werden, bzw. sie musste nicht in die Vorhersageformel für das Schwinden berücksichtigt werden.

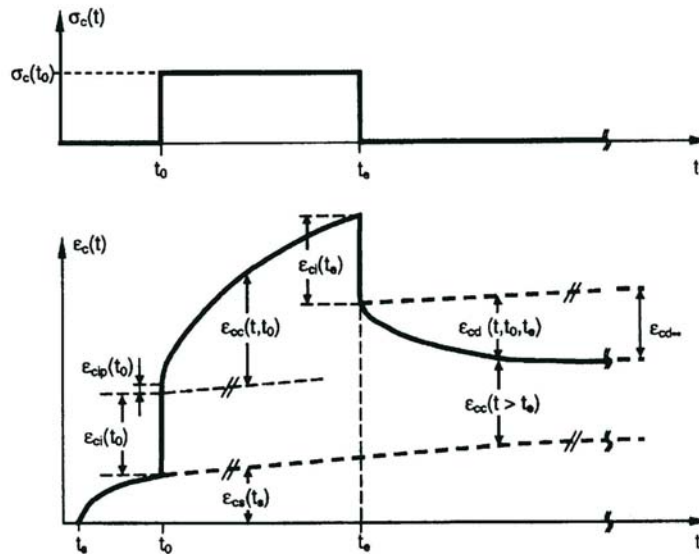


Abbildung 35: Übliche Definition der Verformungskomponenten von Beton im Einstufenversuch; [49]

Die Größe des autogenen Schwindens wächst jedoch mit zunehmender Festigkeit. Bei hochfestem Beton kann die Größe des autogenen Schwindens deutlich über der des Trocknungsschwindens sein. Abbildung 36 zeigt den zeitlichen Verlauf von autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden bei normalfesten und hochfesten Beton in trockener, bzw. bei versiegelter Lagerung.

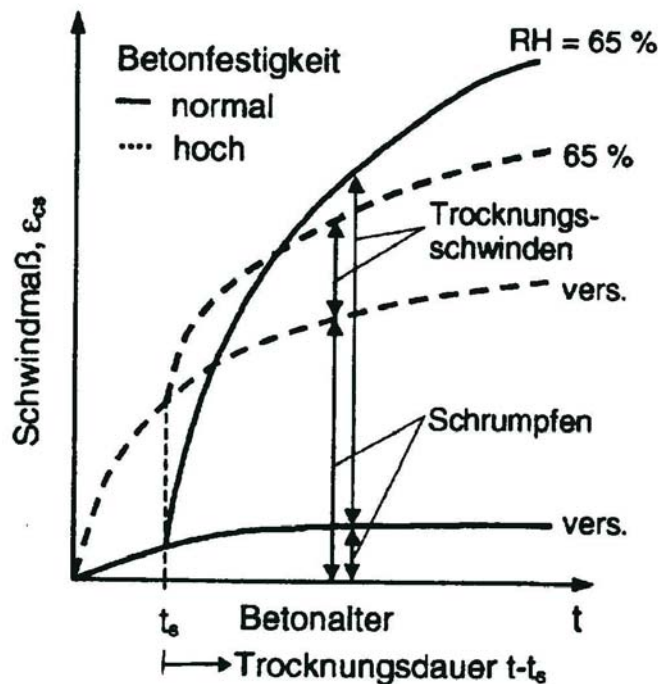


Abbildung 36: Zeitlicher Verlauf von autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden (vers.; verhinderte Feuchteabgabe); [49]

Eine Vernachlässigung dieser Komponente würde zu erheblichen Fehleinschätzungen führen. Bei ultrahochfesten Betonen (Festigkeiten über 150 N/mm²) wird das Schwinden weitestgehend nur noch durch die Komponente des autogenen Schwindens bestimmt [49].

5.5.2 Vorhersage mittlerer Schwindverformung nach DIN 1045

Die mittlere Schwindverformung $\varepsilon_{cs}(t)$ eines Betonbauteils berechnet sich nach Formel 30 aus der Summe der Verformungskomponenten autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden wie folgt [49]:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$$

Formel 30: Mittlere Schwindverformung nach DIN 1045; [49]

Hierin bedeutet:

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t)$$

Formel 31: Autogenes Schwinden; [49]

und

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds}(t - t_s)$$

Formel 32: Trocknungsschwinden; [49]

Darin stellt $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ die Gesamtschwindverformung des Betons, $\varepsilon_{cas}(t)$ das autogene Schwinden und $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ das Trocknungsschwinden dar. Die Zeitpunkte t und t_s geben das Alter des Betons in Tagen zum Beobachtungszeitpunkt bzw. bei Beginn der Austrocknung an [49].

5.5.3 Autogene Schwindverformung

Die autogene Schwindverformung $\varepsilon_{cas}(t)$ nach Formel 31 wird unter Verwendung der Formel 33 und Formel 34 auf der Seite 83 ermittelt [49].

5.5.3.1 Grundswindmaß für autogenes Schwinden nach DIN 1045

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left(\frac{f_{cm} / f_{cm0}}{6 + f_{cm} / f_{cm0}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6}$$

Formel 33: Grundswindmaß für autogenes Schwinden; [49]

Man beachte, dass der Grundwert des autogenen Schwindens $\varepsilon_{cas0}(f_{cm})$ gleichzeitig den Endwert des autogenen Schwindens $\varepsilon_{cas\infty}$ darstellt. Die Größen f_{cm0} und t_1 in der Formel 33 und Formel 34 sind als Bezugsgrößen eingeführt, um eine dimensionsreine Darstellung zu ermöglichen. In Tabelle 17 und Tabelle 18 sind die entsprechenden Beiwerte angegeben. Dieser Grundsatz wird hier durchgängig beibehalten [49].

Zementtyp nach EC2	Merkmal	α_{as}	α_{ds1}	α_{ds2}
SL	langsam erhärtend	800	3	0,13
N, R	normal oder schnell erhärtend	700	4	0,12
RS	schnell erhärtend und hochfest	600	6	0,12

Tabelle 17: Beiwerte nach Formel 33 und Formel 35 in Abhängigkeit vom Zementtyp; [49]

Zementtyp nach EC2	Zementart nach ÖN EN 197-1	Festigkeitsklassen
SL	CEM III CEM II CEM II/B-S	32,5 N 42,5 N
N, R	CEM II CEM I	32,5 R; 42,5 N; 42,5 R 32,5 N; 32,5 R; 42,5 N
RS	CEM I	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R

Tabelle 18: Zuordnung der Zementtypen nach EC 2 zu den Zementarten nach EN 197-1; [49]

5.5.3.2 Zeitlicher Verlauf für autogenes Schwinden nach DIN 1045

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp\left(-0,2 \cdot \left(\frac{t}{t_1}\right)^{0,5}\right)$$

Formel 34: Zeitlicher Verlauf für autogenes Schwinden; [49]

Hierin bedeutet:

f_{cm}	mittlere zylindrische Druckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen [N/mm ²];
f_{cm0}	10 N/mm ² ;
t_1	1 Tag;
α_{as}	Beiwert, siehe Tabelle 17.

In Abbildung 37 sind die Endwerte des autogenen Schwindens in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit für die verschiedenen Zementtypen entsprechend Formel 33 dargestellt. Der zeitliche Verlauf der autogenen Verformung ist in Abbildung 39 wiedergegeben. Danach entwickelt sich das autogene Schwinden gegenüber dem Trocknungsschwinden vergleichsweise schnell [49].

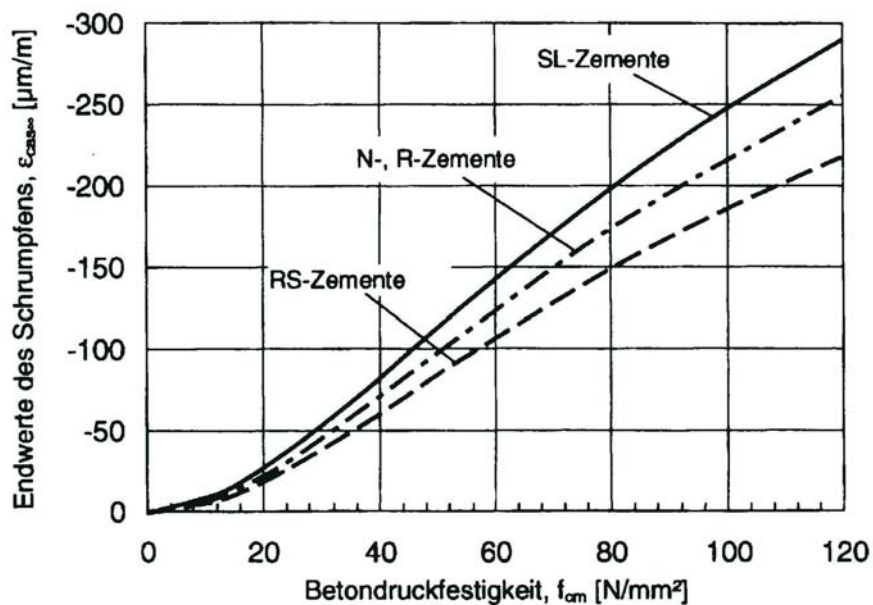


Abbildung 37: Endwert des autogenen Schwindens in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit für verschiedenen Zementtypen; [49]

5.5.4 Trocknungsschwinden

Zur Bestimmung des Trocknungsschwindens $\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ nach Formel 32 werden die Formel 35 bis Formel 38 herangezogen [49].

5.5.4.1 Grundschwindmaß für Trocknungsschwinden nach DIN 1045

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm} / f_{cm0})] \cdot 10^{-6}$$

Formel 35: Grundwert für Trocknungsschwinden; [49]

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] & \text{für } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \\ 0,25 & \text{für } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1} \end{cases}$$

Formel 36: Beiwert für den Einfluss der Umgebungsfeuchte; [49]

5.5.4.2 Zeitlicher Verlauf für Trocknungsschwinden nach DIN 1045

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s) / t_1}{350 \cdot (h / h_0)^2 + (t - t_s) / t_1} \right)^{0,5}$$

Formel 37: Zeitlicher Verlauf für Trocknungsschwinden; [49]

$$\beta_{s1} = \left(\frac{3,5 \cdot f_{cm0}}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0$$

Formel 38: Beiwert zur Berücksichtigung der inneren Austrocknung; [49]

Hierin bedeutet:

- α_{dsa} Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart, siehe Tabelle 17;
- α_{ds2} Beiwert zur Berücksichtigung der Zementart, siehe Tabelle 17;
- β_{s1} Beiwert zur Berücksichtigung der inneren Austrocknung des Betons;

RH	relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung [%]
RH ₀	100 %;
h	2·A _c /u = wirksame Bauteildicke [mm], mit A _c = Querschnittsfläche [mm ²] und u = Umfang des Querschnitts, welcher der Trocknung ausgesetzt ist [mm]; Anmerkung: In der DIN 1045 wird h als h ₀ bezeichnet;
h ₀	100 mm;
f _{cm0}	10 N/mm ² .

Der Endwert des Trocknungsschwindens $\epsilon_{cds\infty}$ ergibt sich aus dem Produkt des Grundwertes des Trocknungsschwindens $\epsilon_{cds0}(f_{cm})$ nach Formel 35 und dem Beiwert für den Einfluss der Umgebungsfeuchte β_{RH} nach Formel 36.

In Abbildung 38 sind die Endwerte des Trocknungsschwindens für Betone in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit für die verschiedenen Zementtypen und die Umgebungsfeuchten RH = 50 % (im Innenraum) und RH = 80 % (im Freien) entsprechend Formel 35 und Formel 36 dargestellt [49].

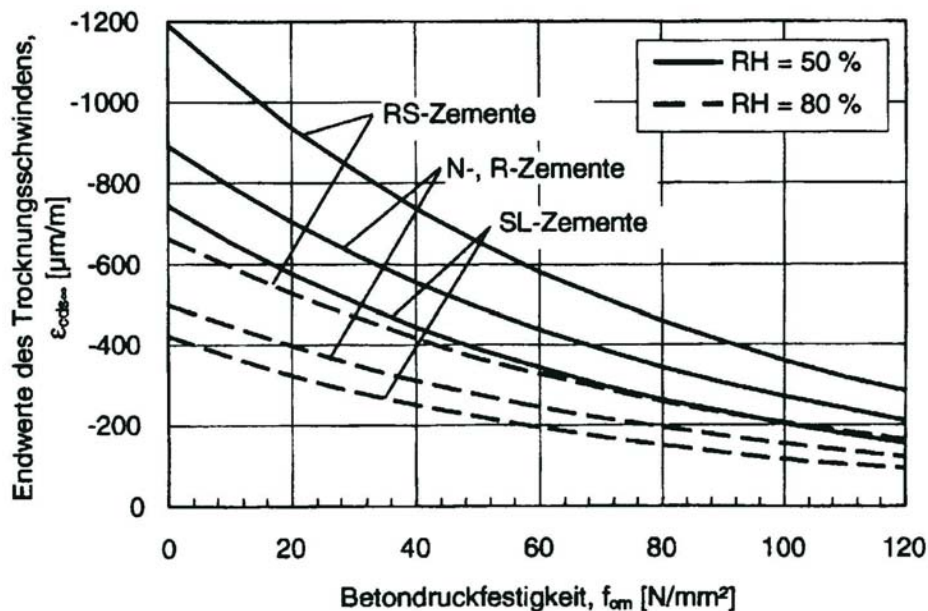


Abbildung 38: Endwerte des Trocknungsschwindens in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit bei verschiedenen Umgebungsfeuchten RH und Zementtypen; [49]

Der zeitliche Verlauf des Trocknungsschwindens für ein dünnes ($h = 50 \text{ mm}$) und ein dickes ($h = 300 \text{ mm}$) Bauteil sind in Abbildung 39 wiedergegeben.

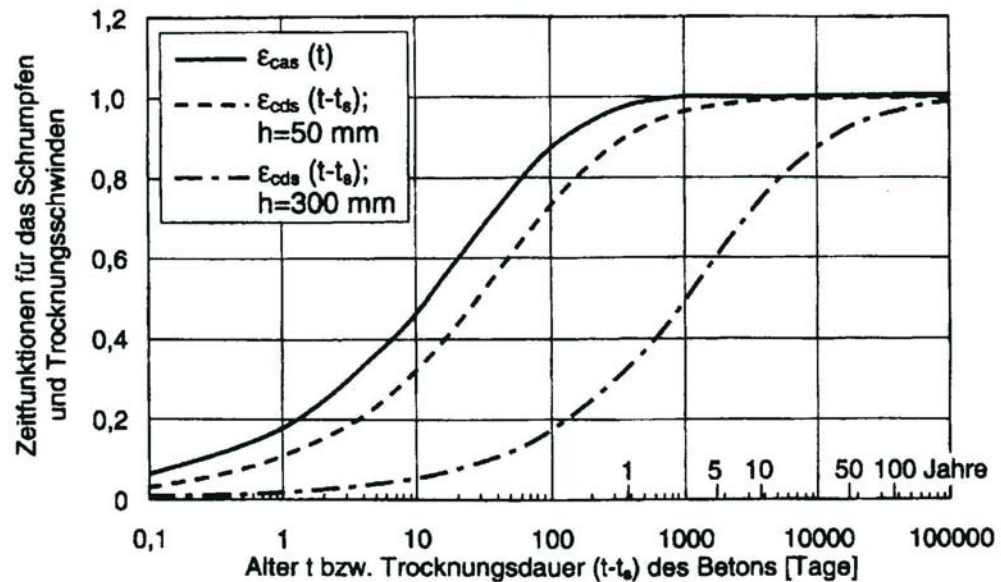


Abbildung 39: Zeitfunktion des Schrumpfens (Formel 34) und des Trocknungsschwindens (Formel 37) für verschiedene Bauteildicken (halblogarithmischer Maßstab); [49]

Abbildung 39 veranschaulicht in Verbindung mit Formel 32, dass sich die Bauteildicke nur auf den zeitlichen Verlauf, nicht jedoch auf den Endwert des Trocknungsschwindens auswirkt. Dies steht im Einklang mit der Diffusionstheorie, die den Trocknungsprozess bestimmt.

Vereinfachend wurde hier unterstellt, dass der Einfluss der Betonfestigkeit auf den Verlauf des Trocknungsschwindens ohne Genauigkeitseinbußen vernachlässigt werden kann. Dieser Einfluss soll jedoch in Zukunft ebenfalls berücksichtigt werden. Die Zeitfunktion des autogenen Schwindens ist von der Bauteildicke unabhängig.

Die vorangehenden Beziehungen gelten für Bauteile aus normalschweren Konstruktionsbetonen mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von 15 bis 120 N/mm^2 , die nicht länger als 14 Tage feucht nachbehandelt und üblichen klimatischen Umgebungsbedingungen mit mittleren relativen Luftfeuchtigkeiten von 40 bis 100 % und Temperaturen von 10 bis 30 °C ausgesetzt werden [49].

6 Messverfahren

6.1 Allgemeines

Das Schwindverhalten eines Betons kann mit unterschiedlichen Prüfungen ermittelt werden. Die Prüfungen unterscheiden sich vor allem im Alter des Betons bei Trocknungsbeginn, in der Geometrie der Prüfkörper und durch die Umgebungsbedingungen (relative Luftfeuchtigkeit, Luftgeschwindigkeit und Temperatur).

Man unterscheidet zwischen:

- Volumetrisches Messverfahren
- Lineares Messverfahren
- Rissmessung

6.2 Volumetrisches Messverfahren

6.2.1 Chemisches Schwinden

6.2.1.1 Flaschentest (Elmenmayer)

Der Versuchsablauf ist in der Abbildung 40 zu sehen. Eine Flasche ist mit einer definierten Zementmischung befüllt. Anschließend wird die Flasche mit einer Pipette und mit einem Gummi luftdicht verschlossen. Der Hohlraum wird mit Wasser gefüllt, ein Paraffintropfen verschließt zur vollständigen Abdichtung des Systems den Pipettenhals. Das Schrumpfen der Mischung kann somit durch Messung der Wasserstandshöhe in der Pipette bestimmt werden [24].

Der Bindemittelleim hat praktisch kein Porenvolumen. Die entstehenden Hydratationsprodukte haben ein geringeres Volumen als die Ausgangsstoffe und daher kommt es zum Schwinden. Gemessen wird nur das chemische Schwinden (internes + externes autogenes Schwinden). Trocknungsschwinden gibt es hier nicht, da genug Wasser zur Verfügung steht.

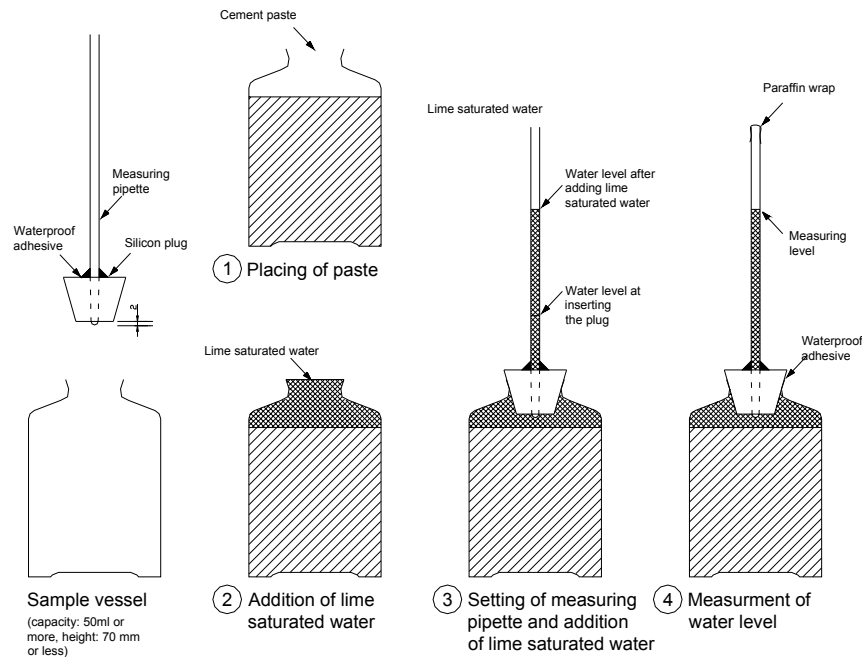


Abbildung 40: Versuchsdurchführung des Flaschentests; [5]

6.2.1.2 Ballontest (Kondomtest) oder auch Tauchwaage

Die Funktionsweise der beiden Versuche ist ident. Eine definierte Zementmischungsmenge wird in einen Behälter gegeben. Dieser Behälter wird an einer Waage befestigt und unter Wasser gehalten. Das Wasser muss eine konstante Temperatur haben. Das sich ändernde Volumen infolge der Hydratation bewirkt eine Veränderung des Auftriebs. Dieser kann in Form eines Gewichtsverlustes an der Waage gemessen werden.

Mit diesem Versuch kann das Verhalten von Mischungen im jungen Alter beobachtet werden. Dieses Verhalten ist für bei uns gebräuchliche Zemente sehr unterschiedlich.

Die Versuche basieren alle auf der Volumenabnahme durch Schwinden. Über Auftrieb im Wasserbad, oder direkt messbare Längenänderungen wird auf die Volumenveränderung rückgeschlossen [24].

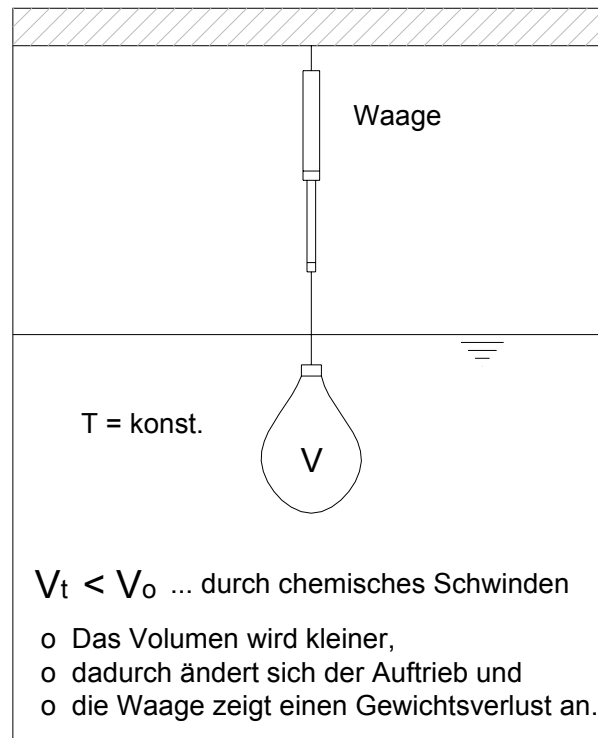


Abbildung 41: Ballontest; [24]

6.2.2 Autogenes Schwinden

Versuchsaufbauten zur Messung des autogenen Schwindens sind nicht genormt und daher in mannigfaltiger Ausführung zu finden, vom einfachen Pyknometeraufbau (Abbildung 42) bis hin zu komplizierten Messapparaturen (Abbildung 43). Beide Apparaturen dienen der Untersuchung von Zement bzw. Zementmörtel.

In Abbildung 43 befindet sich die Zementprobe in einer Röhre aus Latex.

- Der Zwischenraum ist mit Wasser aufgefüllt, der Flüssigkeitsstand wird oben abgelesen und lässt Rückschlüsse auf das äußere Schwinden zu.
- An porösen Röhren, die im Innern der Probe stecken, ist ein hochempfindliches Druckmessgerät angebracht, das die Luftdruckschwankungen misst und wiederum Auskunft über das innere Schwinden geben soll.

Inneres + Äußeres Autogenes Schwinden = Chemisches Schwinden.

Bei dem linken Aufbau steht die Zementprobe in direkter Berührung mit einer gesättigten Calciumhydroxidlösung. Diese kann allerdings - um Wechselwirkungen zu vermeiden - erst eine Stunde nach dem Anmischen des Zements eingebracht werden.

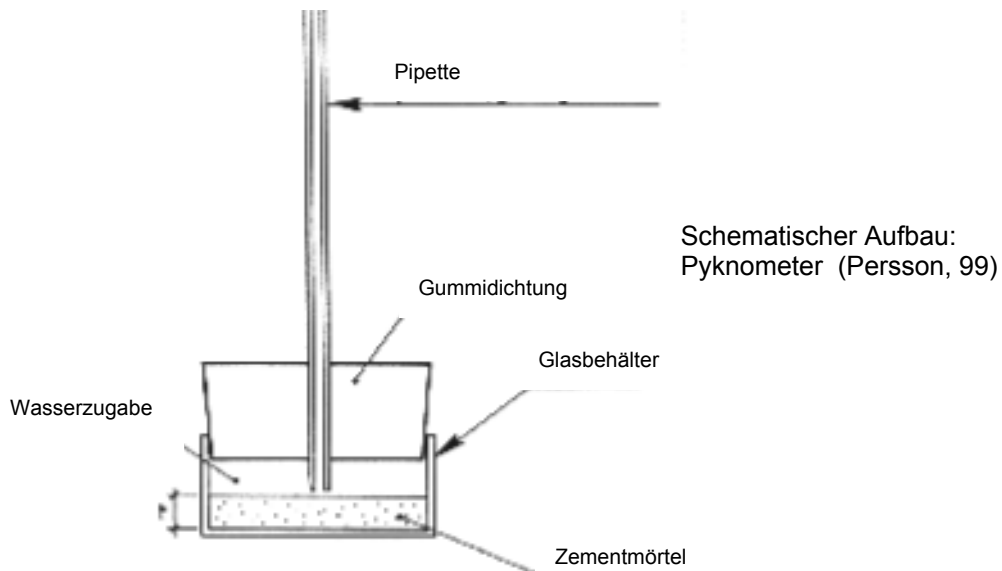


Abbildung 42: Pyknometeraufbau; [5]

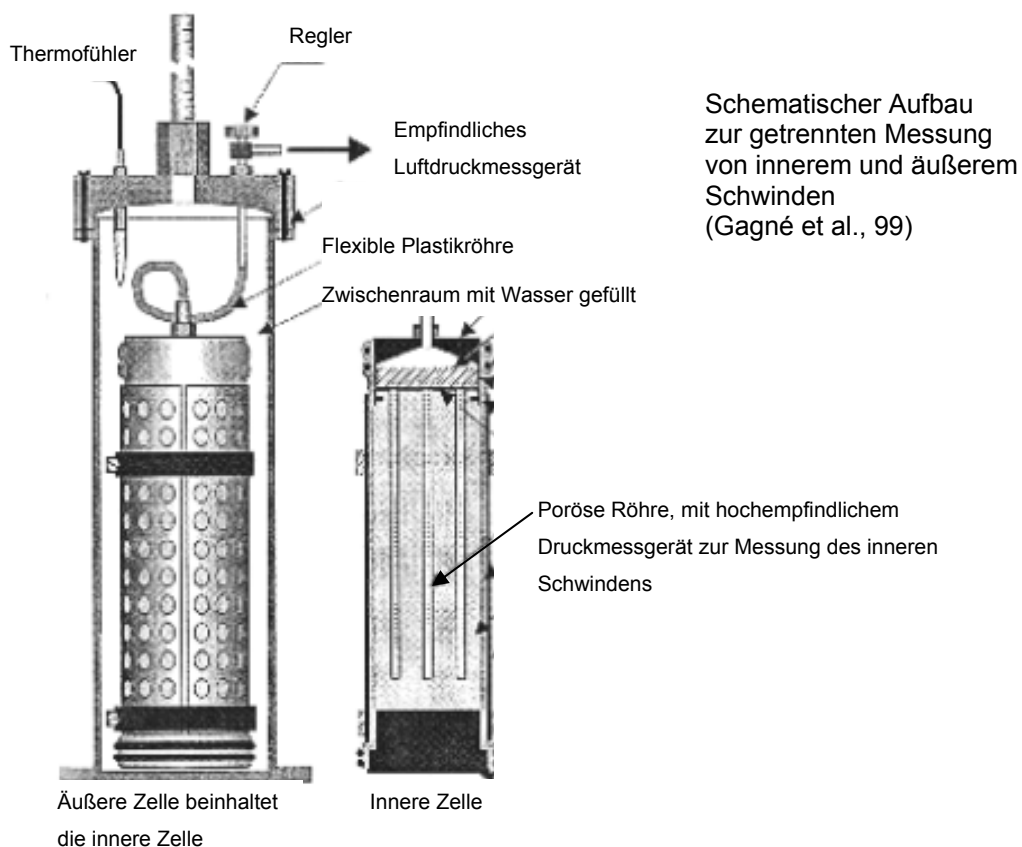


Abbildung 43: Modelle zur Messung des autogenen Schwindens; [5]

Die meisten Untersuchungen zum autogenen Schwinden fanden bisher an reinen Zement- oder Zementmörtelproben statt. Der Einfluss von Mikrosilica (Silicastaub), Zusatzmitteln sowie der Verformungsbehindernden Zuschläge kann allerdings nur mit Hilfe von Versuchen an Beton festgestellt werden.

Beim dem in Abbildung 44 gewählten Versuchsaufbau werden die durch die Hydratationswärme verursachten Temperaturdehnungen zusammen mit den Schwindverformungen betrachtet. Eine Frischbetonprobe von ca. einem Liter wird in einen wasserdichten Gummiballon eingefüllt, verdichtet und verschlossen. Nach Wägen und Messen wird die Probe in ein Glasgefäß eingebracht, der Hohlraum wird mit Wasser aufgefüllt. Als Gefäß dient ein Exsikkator, der durch eine Klemmvorrichtung gedichtet wird. Die Flüssigkeitssäule kann an der aufgesetzten Messpipette abgelesen werden. Während des gesamten Versuchs wird die Temperatur am Exsikkator gemessen, um die Temperaturdehnungen des Glasgefäßes und der Wasserfüllung aus dem Dehnungsverlauf herausrechnen zu können.

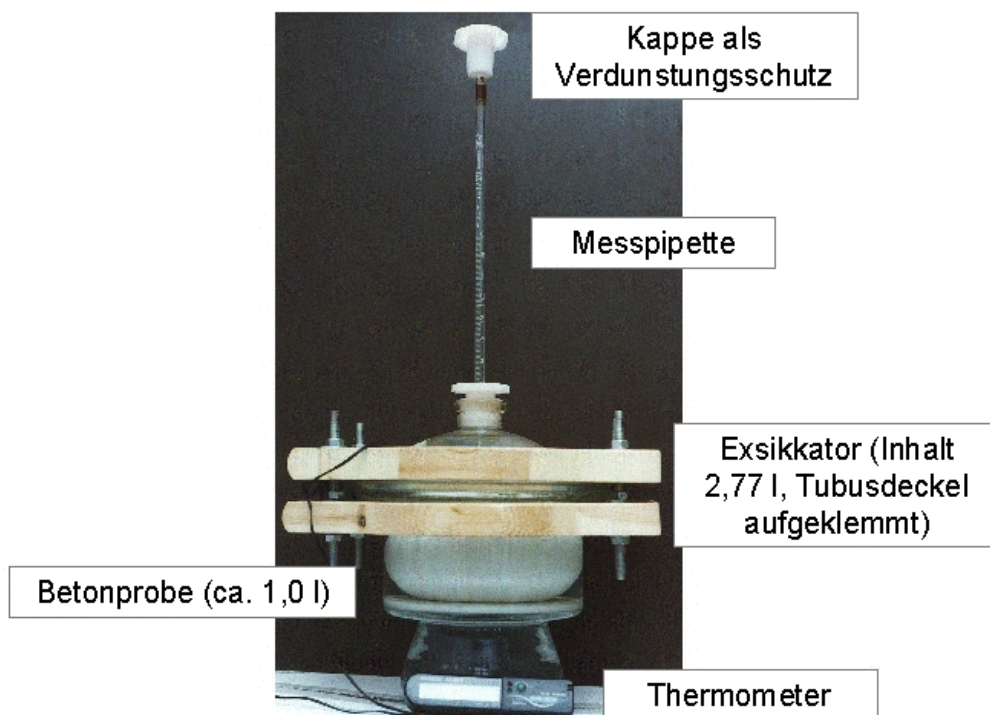


Abbildung 44: Exsikkator - Messverfahren zur Bestimmung des autogenen Schwindens; [5]

Unter Annahme von sehr kleinen Dehnungen lassen sich die Volumendehnungen einfach durch Dritteln in lineare Dehnungen umrechnen.

6.3 Lineare Messverfahren

6.3.1 Schwindrinne - gesamte Schwindverformung

Weitere Messmethoden, die eigentlich für Beton prädestiniert sind, weil sie sich ausschließlich mit den für den baupraktisch relevanten Fall der außen messbaren Längenänderung eines Bauteils befassen, sind prinzipiell immer vom selben Aufbau (siehe Abbildung 45).

Dieses Prüfverfahren wird in der ÖNORM EN 12617-3, Ausgabe 1999-09-01, Teil 3, Bestimmung des zeitlichen Verlaufs des linearen Schwindens von Klebstoffen und Mörteln, geregelt. Zum Unterschied zur vorigen Meßmethode wird die Probe nicht konserviert. Gemessen wird dabei in der Regel das Trocknungsschwinden, welches durch das Schwindmaß charakterisiert wird. Es strebt mit abnehmender Geschwindigkeit einem Endwert zu. Die Norm beschreibt die Durchführung der Messung des unbehinderten linearen Schwindens von dünnen (20 mm) Mörtelproben vom Stadium der Gelbbildung an (bis zu mehreren Stunden). Das Verfahren dient der Messung des frühzeitigen Schwindens [18].

Nachfolgend wird eine weit verbreitete Prüfeinrichtung der Firma Schleibinger beschrieben, die grundsätzlich der oben erwähnten ÖNORM entspricht, jedoch etwas größere Dimensionen aufweist.

Schleibinger Schwindrinne:

Die Schwindrinne ist eine gute Vorrichtung zur computergesteuerten Messung der Schwind- und Dehnvorgänge in mineralischen Baustoffproben während des Abbindevorgangs. Es stehen Modelle für Feinmörtel und Putze sowie für Beton zur Verfügung. Die wirksame Standardlänge beträgt 1 m. Zusätzlich werden Temperaturen und die relative Luftfeuchtigkeit erfasst [20].

Das Messprinzip:

In eine Metallrinne aus nichtrostendem Edelstahl wird Frischmörtel eingefüllt. Ein beweglich gelagerter Stempel auf der einen Seite der Rinne überträgt die Längenänderung auf einen hochempfindlichen Messaufnehmer. Am anderen Ende der Rinne befindet sich ein Widerhaken der die Probe an der Rinnenwand festhält.

Ein ebensolcher Haken befindet sich am Aufnahmestempel. Die Rinne ist mit einem Neoprenvlies ausgelegt. Es wird so verhindert, dass Wandreibung oder mechanisches Klemmen die Bewegung der Probe in der Rinne verhindern.

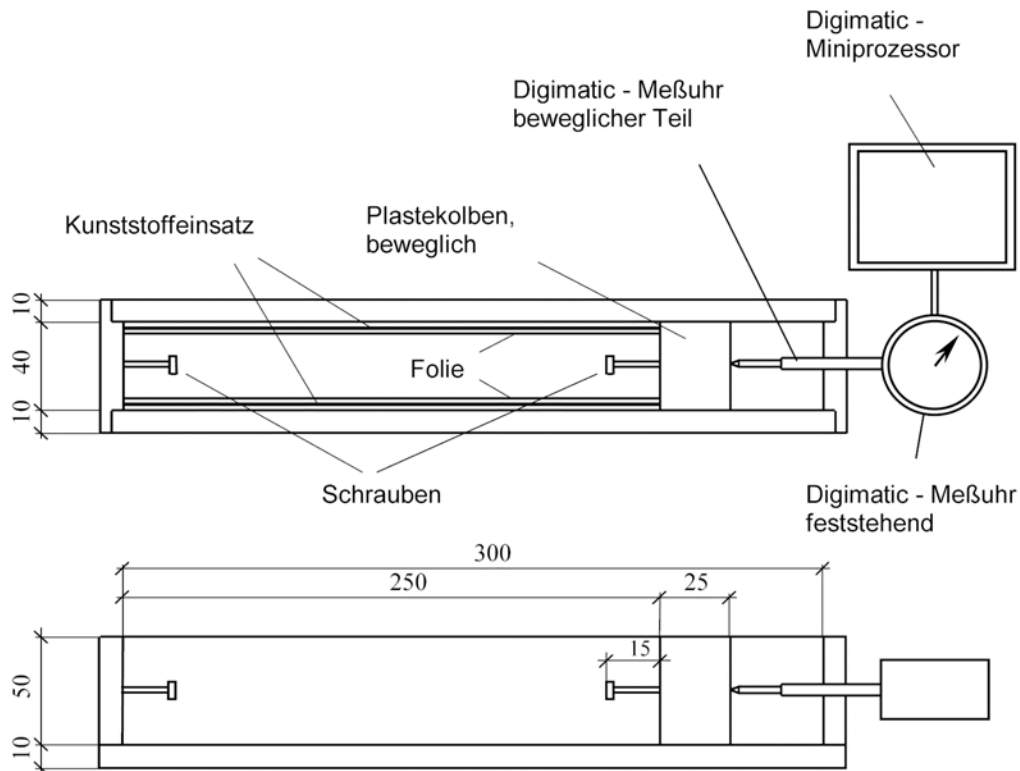


Abbildung 45: Schwindrinne; [20]

Die Werte der Messaufnehmer werden direkt am Geber digitalisiert und über ein Netzwerk einem PC zugeleitet. Die Auflösung der 5 mm Geber liegt bei 0,3 μm , die Genauigkeit der Geber ist besser als 1 μm [20].

Tabelle 19: Schleibinger Schwindrinne – Technische Daten; [20]

Wirksame Probenlänge:	1000 mm		
Probenquerschnitt:	50·38 mm		
Messbereich:	5 mm	10 mm	2 mm
Auflösung:	0,3 mm	1 μm	0,1 μm
Genauigkeit besser als:	0,003 mm	0,004 mm	0,002 mm

Handhabung der Rinne:

Die Rinne wird in einem klimatisierten Raum aufgestellt, die Temperatur ist möglichst konstant zu halten.

Der Längenausdehnungskoeffizient des verwendeten Edelstahls beträgt $23 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Der von Beton beträgt ca. $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Es ist deshalb mit einer Abweichung von $11 \text{ } \mu\text{m}$ pro K zu rechnen [20].

Die Längenänderung jedes Probekörpers, ΔL_s , ist nach folgender Gleichung zu berechnen:

$$\Delta L_s = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

Dabei ist δ_1 und δ_2 die Ablesungen der beiden Messwertaufnehmer an beiden Enden des Probekörpers in Millimeter und δ_3 die thermische Ausdehnung der Versuchseinrichtung [20].

Das in der ÖNORM beschriebene Verfahren unterscheidet nicht präzise zwischen Bewegungen aufgrund der Wärmeausdehnung des Materials und des Schwindens des Materials zu einem bestimmten Zeitpunkt [18].



Abbildung 46: Schleibinger Schwindrinne mit Stempel, Lagerbock, Geberaufnahme; [20]

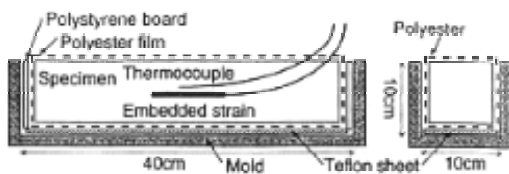
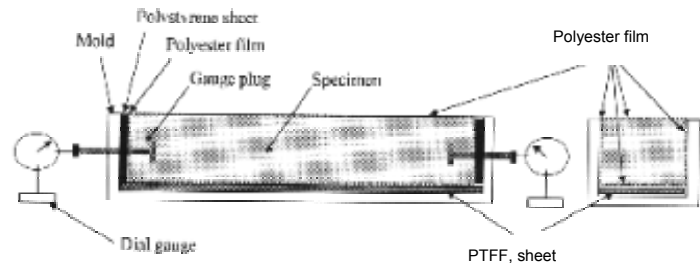
6.3.2 Schwindrinne - Autogenes Schwinden

Zum Unterscheid zur vorigen Meßmethode wird hier die Probe luftdicht verschlossen, um nur autogenes Schwinden messen zu können (siehe Abbildung 47 und Abbildung 48).

Ansonsten ist dieser Versuch vom Prinzip her gleich aufgebaut. Beton wird in eine mit Kunststoff mit geringem Reibungsbeiwert (in der Regel Teflon) ausgekleidete Schalung eingebracht und möglichst früh mit Messeinrichtungen instrumentiert, die nur geringen, oder wie im Fall der Laserdistanzmessung, keinen Einfluss auf die Verformungen ausüben.

Schematischer Aufbau zur Bestimmung des autogenen Schwindens von hochfestem Beton:

Mit Messuhren
(Tazawa und Miyazawa, 99)



Mit einbetoniertem Wegaufnehmer
(z.B. Schwingungssaiten, Kohno et al., 99)

Laserdistanzmessung
(VDZ, 99)

Seitenansicht

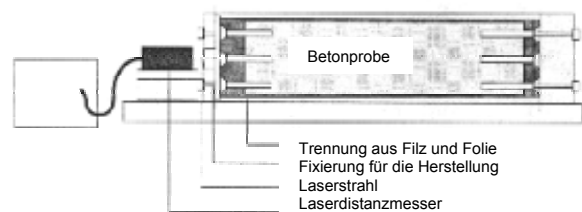


Abbildung 47: Lineare Messverfahren zur Bestimmung des autogenen Schwindens von hochfesten Beton; [5]

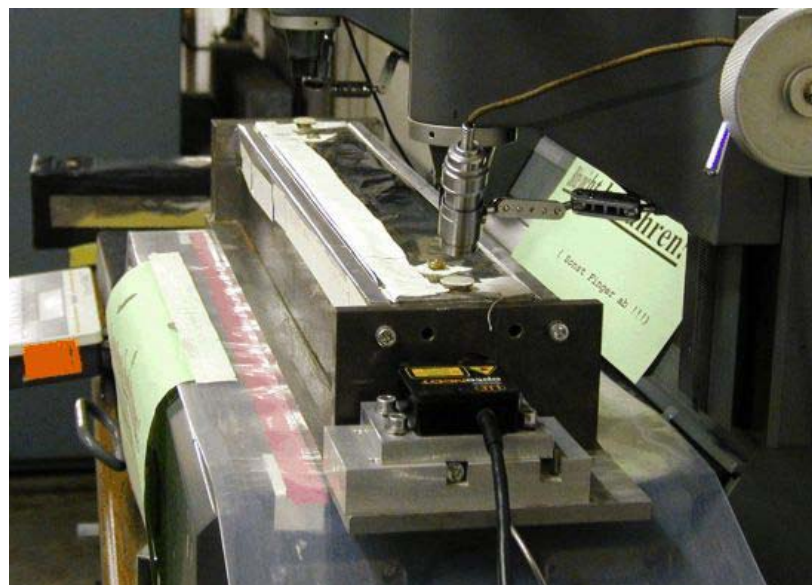


Abbildung 48: Messapparat für die Erfassung von autogenem Schwinden; [56]

6.3.3 Schwindprisma - Gesamte Schwindverformung

Dieses Prüfverfahren wird in der ÖNORM EN 12617-4, Ausgabe Juli 1998, Teil 3, Bestimmung des Schwindens und Quellens, geregelt. Sie beschreibt die Durchführung der Messung der einspannungsfreien Längenänderung von prismatischen Mörtelproben (40 x 40 x 160 mm). Diese Norm ermöglicht verschiedene Formen von Messzapfen für die Messung der einspannungsfreien Längendehnung.

Die Schalungen müssen den Anforderungen nach EN 196 entsprechen, nach der mindestens drei Fächer vorhanden sein müssen, welche die gleichzeitige Herstellung der Probekörper ermöglicht. Jedes Fach muss im Mittelpunkt jeder Endfläche mit einem Loch versehen sein, in welches ein Messzapfen gesteckt werden kann, der in den Probekörper eingebettet wird.

Der Messzapfen besteht aus Edelstahl oder einem anderen harten Werkstoff, der nicht mit dem Mörtel reagiert.

Das Messgerät zur Messung der Länge der Probekörper, mit dem Längenänderungen auf $\pm 0,002$ mm abgelesen werden können, verfügt über eine geeignete Vorrichtung zur Befestigung der Messzapfen.

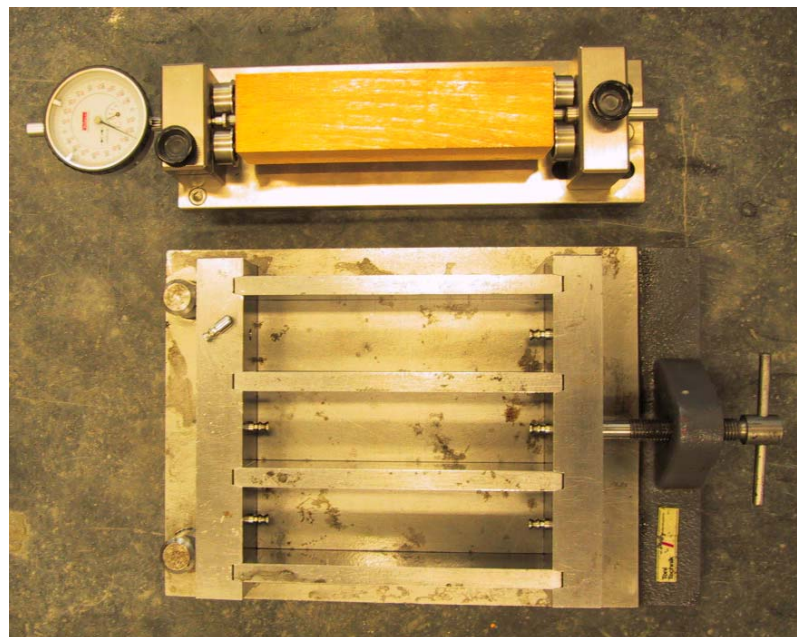


Abbildung 49: Messvorrichtung mit Kalibrierungsstab, Stahlschalung mit Messzapfen zur Herstellung der Prismen für Langzeitschwinden

Die Nullmessung wird mit einem Kalibrierstab gemessen, der aus Invar-Metall oder einem anderen Werkstoff mit vergleichbarem Dehnungskoeffizient über den Temperaturbereich besteht. Der Kalibrierstab muss eine Länge von 160 ± 1 mm und seine Enden müssen die gleichen Messzapfen aufweisen. Die Ablesung am Messgerät ist zunächst mit dem Kalibrierstab zu überprüfen. Danach wird Länge auf 0,001 mm Genauigkeit und die Maße der einzelnen Proben gemessen und aufgezeichnet. Die Lage des Probekörpers im Messgerät muss über jede Messung gleich sein. Um dies sicherzustellen, ist auf jedem Probekörper zu Beginn der ersten Ablesung ein Richtpunkt zu markieren.

Die Häufigkeit der Messung und die Prüfdauer hängen vom Prüfzweck ab. Üblicherweise ist es ausreichend, das Schwinden nach 1, 3, 7, 28 und 56 Tagen zu messen.

Die gemessene Längenänderung stellt die Summe aus Trocknungsschwinden, chemischem Schwinden und Carbonatisierungsschwinden dar, wobei das Carbonatisierungsschwinden den kleinsten Anteil hat [19].

Man spricht hier in der ÖNORM nicht von autogenem Schwinden, da der messbare autogene Schwindanteil im chemischen Schwinden enthalten ist (siehe Abbildung 25). Große messbare autogene Schwindverformungen kommen nur bei Hochleistungsbetonen vor und können nur unter konservierter Lagerung gemessen werden.

6.3.4 Schwindprisma - Autogenes Schwinden

Am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart wurden ebenfalls Versuche zum Schwinden und Zugtragverhalten von hochfestem Beton durchgeführt. Abbildung 50 zeigt solche Probekörper, deren Verbreiterungen an den Enden über dort einbetonierte Ankerhülsen die Zugkrafteinleitung ermöglichen. Diese Probekörper werden nach dem Ausschalen instrumentiert, in Folien verpackt und liefern dann immerhin 24 Stunden nach ihrer Herstellung erste Messwerte.

Bei oben angeführten Messverfahren werden die Schwindverkürzungen an Betonprismen oder -balken gemessen. Diese Werte sagen aber nichts über die Schwindrisse aus. Geeignet ist dazu ein Verfahren mit so genannten Schwindringen, das am Zement- und Betonforschungsinstitut (FCB) der Universität Trondheim/Norwegen entwickelt wurde (siehe 7.3.1.1).

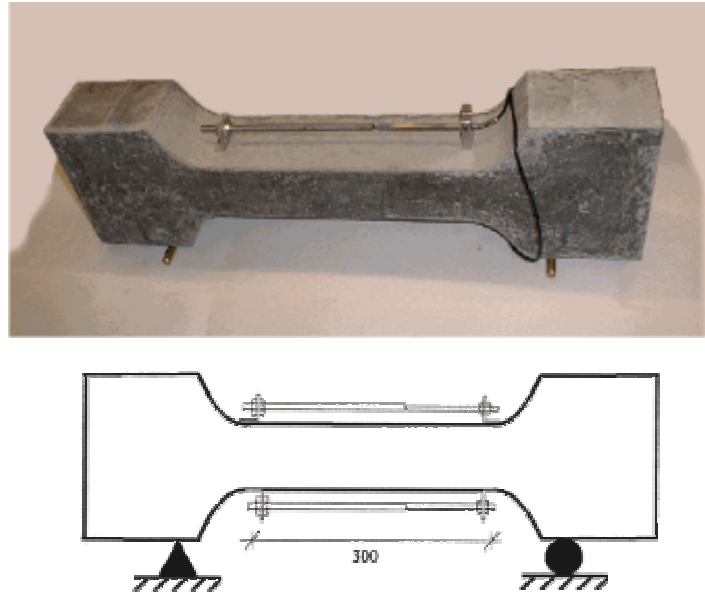


Abbildung 50: Probekörper zum Messen von Schwind- und Zugverhalten von ultrahochfestem Beton; [5]

6.3.5 Schwindkegel

Mit diesem Messkegel wird das Längenänderungsverhalten in vertikaler Richtung gemessen.

Ein Laserstrahl misst berührungslos und mikrometergenau das ganz frühe Schwinden und Dehnen von Baustoffen [20].



Abbildung 51: Schleibinger Schwindkegel Model: deltaEL; [20]

Mit einem Schwindkegel ist es möglich das Schwind- und Dehnverhalten noch flüssiger Baustoffe in den ersten Minuten und Stunden nach Mischungsbeginn aufzuzeichnen. Die Dehnung des Baustoffes wird hier berührungslos und extrem genau durch einen Laserstrahl erfasst. Es ist keine mechanische Ankopplung des Prüfgutes an einen Messwertaufnehmer notwendig [20].

Der Prüfgutbehälter hat eine spezielle Geometrie die sicherstellt, dass die Änderung der erfassten Wegstrecke genau der relativen Längenänderung entspricht. Die Wegdaten werden in 1/10 Mikrometer aufgelöst, automatisch digitalisiert und von einem mitgelieferten Computerprogramm aufgezeichnet [20].

Funktionsprinzip (siehe Abbildung 52):

- Das Prüfgut (2) wird in einen speziell geformten Prüfgutbehälter (1) eingefüllt.
- Der Behälter wird unter der Lasereinheit (3) aufgestellt, die an einem stabilen Gestell befestigt ist.
- Durch eine Justierschraube wird der Entfernungswert auf ca. 0 μm eingestellt.
- Der automatische Nullabgleich erfolgt durch Tastendruck am PC (5).
- Die Messwerte werden am PC numerisch und grafisch dargestellt und automatisch abgespeichert.
- Optional werden noch Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit aufgezeichnet.
- Synchron können ebenfalls Daten von der Schleibinger Schwindrinne erfasst werden [20].

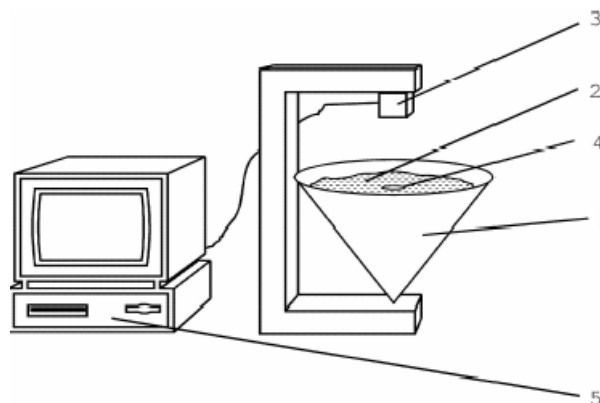


Abbildung 52: Schwindkegel Funktionsprinzip; [20]

7 Rissbildung

7.1 Aktueller Wissensstand

Wegen der Entwicklung von modernem Betonen, wie Hochleistungsbeton und Selbstnivellierungsbeton, erlangte das Fröhschwinden (early age shrinkage) von zementgebundenen Systemen neue Aufmerksamkeit. Aufgrund der erhöhten Rissbildung kurz nach dem Abbinden, kommt es zur Verwendung von schwindarme Mixturen und Fasern, die die Bildung von Fröhschwindrissen in konventionellen wie auch in Hochleistungsbeton vermindern sollen. Mit diesen neuen Entwicklungen wurde es offensichtlich, dass die Auswertung und Abschätzung von Fröhschwindrissen nicht länger mit freiem Schwinden im jungen Alter abgetan werden kann.

Fröhschwindrissempfindlichkeit ist ein bekanntes Phänomen, das mit Trocknungsschwinden in Verbindung gebracht wird. Die Rissempfindlichkeit, hervorgerufen durch Austrocknung, kann bevor oder beim Abbinden des Betons auftreten (Plastische Schwindrisse) oder in einem Zeitraum von wenigen Tagen nach dem Abbindebeginn bzw. Erhärtungsbeginn. Die traditionelle Methode um diesem Problem beizukommen ist die Anwendung der richtigen Nachbehandlung (Abdecken oder mit Wasser bespritzen) und die Anordnung von Dehnfugen in Platten und Befestigungen.

Der Beginn einer modernen Betontechnologie verlangt eine mehrschichtige Betrachtungsweise:

- Anwendung von neuen Kontrollmöglichkeiten bei der Rissbildung (z.B. faserverstärkte und schwindreduzierte Betonmixturen)
- die Entwicklung von Betonen mit besseren Eigenschaften im frischen und aushärtenden Zustand, die aber wiederum empfindlicher gegenüber Fröhschwindrissen sind (z.B. Hochfeste Betone mit niedrigem W/B-Wert).

Um die Verwendung und Entwicklung von solchen Betonen und Zusätze zu optimieren, ist ein umfassendes Verständnis und Wissen notwendig, das viel komplexer ist als eine all zu simple Näherung, bei der die Rissempfindlichkeit nur durch Teile von freiem Schwindverformungen angegeben ist.

Der Geltungsbereich der Frühschwindrissbehandlung:

Zwei Typen von Frühschwindrissen können unterschieden werden.

- 1) Der erste Typ kommt in einem Stadium vor, in dem der Beton wie eine Flüssigkeit behandelt werden kann, also vor dem Abbinden. Das ist das altbekannte plastische Schwinden, auf das einige moderne Betone wie High Strength / High Performance Concrete (HSC / HPC) empfindlicher reagieren, da sie einen höheren Mehlkornanteil haben und deshalb weniger Wasser absondern. Die Maßnahmen um diese Empfindlichkeit zu überwinden sind die gleichen wie beim konventionellen Beton, nämlich die Austrocknung durch Abdeckung mit Folien bzw. Bespritzen mit Wasser zu vermindern. Die Verwendung einer geringen Menge (ungefähr 0.1 Vol % das entspricht $0,9 \text{ kg/m}^3$) von Polymerfasern kann ebenfalls verwendet werden, um die Rissbildung in diesem Stadium zu kontrollieren.
- 2) Der andere Typ von Frühschwindrissen (early age cracking) entsteht beim Übergang vom flüssigen in den viskos-elastischen Zustand, kurz nach dem Abbinden. Ab diesem Zeitpunkt sind die konventionellen Nachbehandlungsmethoden, die für normalen Beton in Betracht gezogen werden, wie z.B. Abdichten der Betonoberfläche, für HPC nicht effektiv genug. Dieser Typ von Rissempfindlichkeit ist das Hauptthema das vom oben genannten RILEM Komitee (siehe Punkt 5.1) behandelt wird.

Diese Empfindlichkeit der Frühschwindrissbildung ist zum größten Teil dem niedrigen W/B-Wert, der typisch für HSC/HPC ist, zuzuschreiben, was dann zum autogenen Schwinden führt. Auch der höhere Zementgehalt, der ebenfalls typisch für HSC/HPC ist, aber auch für Betone anderer Zusammensetzungen, wie z.B. Spritzbeton, führt zu Frühschwindrissen und zu erhöhten thermischen Ausdehnungen. Die Superposition von Schwinden und thermischer Ausdehnung sollte in Hinblick auf die Frühschwindrissempfindlichkeit stets gemeinsam betrachtet werden.

7.2 Rissbildung im Stahlbetonbau

7.2.1 Allgemeines

Die Zugfestigkeit des Normalbetons beträgt nur rund 5 bis 10 % der Druckfestigkeit. Die geringe Betonzugfestigkeit bedingt das Einlegen von Bewehrung, die nach der Rissbildung die freiwerdenden Betonzugspannungen zu übernehmen hat. Erst durch die Rissbildung erhält der Bewehrungsstahl die ihm bei der Bemessung zugewiesene Zugkraft [33].

7.2.2 Versuch an einem Zugstab

In gerissenen Stahlbetonkonstruktionen werden im Riss die Zugkräfte von der Bewehrung aufgenommen und über Verbund Zugspannungen in den Beton zwischen den Rissen eingeleitet. Der Beton beteiligt sich auf diese Weise an der Aufnahme der inneren Zugkräfte und erhöht damit die Steifigkeit der Konstruktion. Der versteifende Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei Zugbeanspruchung wird auch als **Tension Stiffening** bezeichnet.

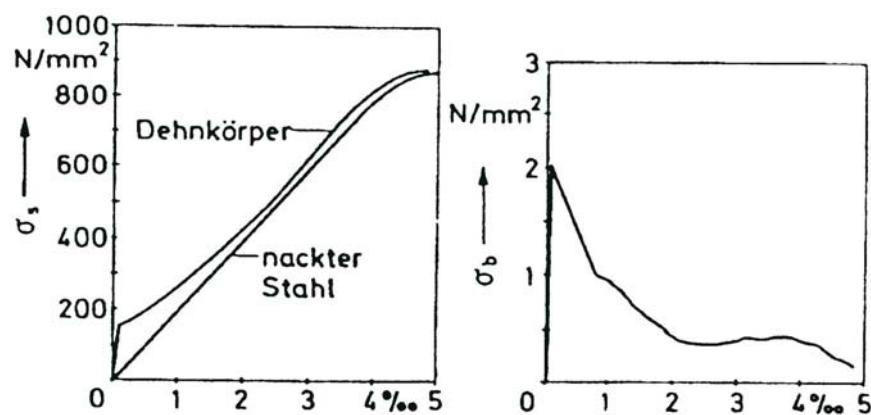


Abbildung 53: Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, a: im Werkstoffmodell der Bewehrung; b: im Werkstoffmodell des Betons; [33]

Die gemessene versteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen kann entweder als modifizierte Arbeitslinie der Bewehrung (Abbildung 53 a) oder als abfallender Ast nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit im Spannungs-Dehnungsdiagramm des Betons (Abbildung 53 b) berücksichtigt werden [33].

7.2.3 Mechanische Grundlagen

Bei Zugbeanspruchung des Stabes tritt zunächst kein Riss auf (Zustand 1). Die Dehnungen des Betons ε_c sowie des Betonstahls ε_s sind gleich groß (Formel 39).

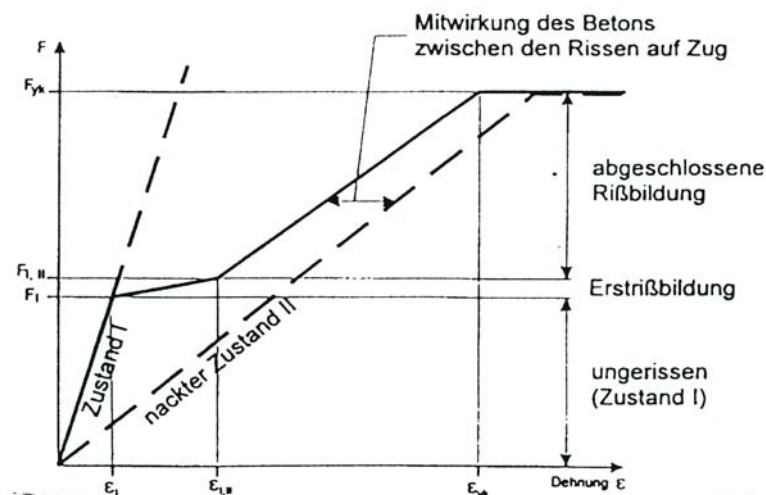


Abbildung 54: Kraft-Dehnungs-Diagramm für einen Zugstab. Die Dehnungen in Abhängigkeit der Zugkraft F betragen bei Ansatz der ideellen Querschnittsfläche; [33]

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c = \frac{F}{E_c \cdot \left(A_c + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \right)} = \frac{F}{E_c \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho)}$$

Formel 39: Zustand 1; [33]

Die Erstrissbildung im Zugstab (siehe Abbildung 55) entsteht an der Stelle mit der geringsten Zugfestigkeit beim Erreichen der Risslast (F_I in Abbildung 54). Die Kräfteaufteilung bzw. Dehnungsverteilung nach dem ersten Riss entlang der Stabachse ist in Abbildung 55 aufgetragen [33].

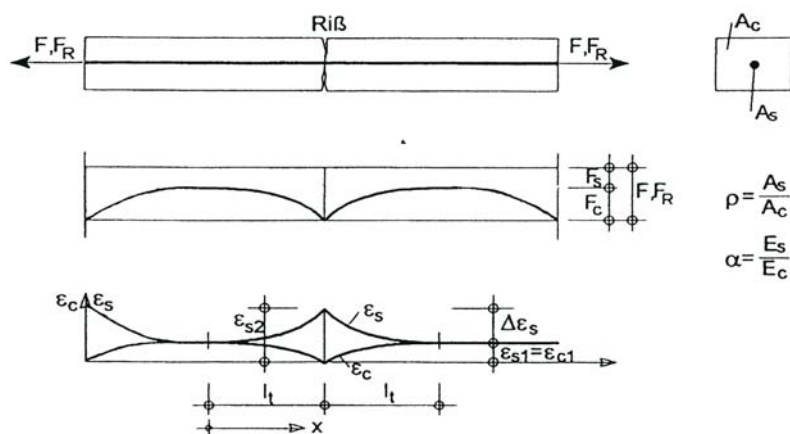


Abbildung 55: Innere Kräfte und Dehnungen bei Erstrissbildung; [33]

7.3 Versuchsverfahren

Bei den bisherigen Versuchen an Frischbeton hat man jede Verformung der Proben zugelassen. Das Ergebnis war immer eine Längen- oder Volumenänderung. Die nachfolgenden Versuche sollen diese Längenänderung verhindern und dadurch Risse initiieren. Ziel ist es primär, die Auswirkungen von Fasern (z.B. PP-Fasern) darzustellen, aber auch z.B. das Schwindverhalten unterschiedlicher Zemente oder Zusatzmittel zu testen.

7.3.1 Rissbildung im Frischbeton

7.3.1.1 Universität Trondheim

Bei dem an der Universität Trondheim entwickelten Verfahren werden ringförmige Beton-Prüflinge unmittelbar nach dem Betonieren in einem Windkanal einer starken Austrocknung unterworfen (siehe Abbildung 56).

Es wurden vor allem hochfeste Betone mit einem hohen Mikrosilicagehalt untersucht [22].

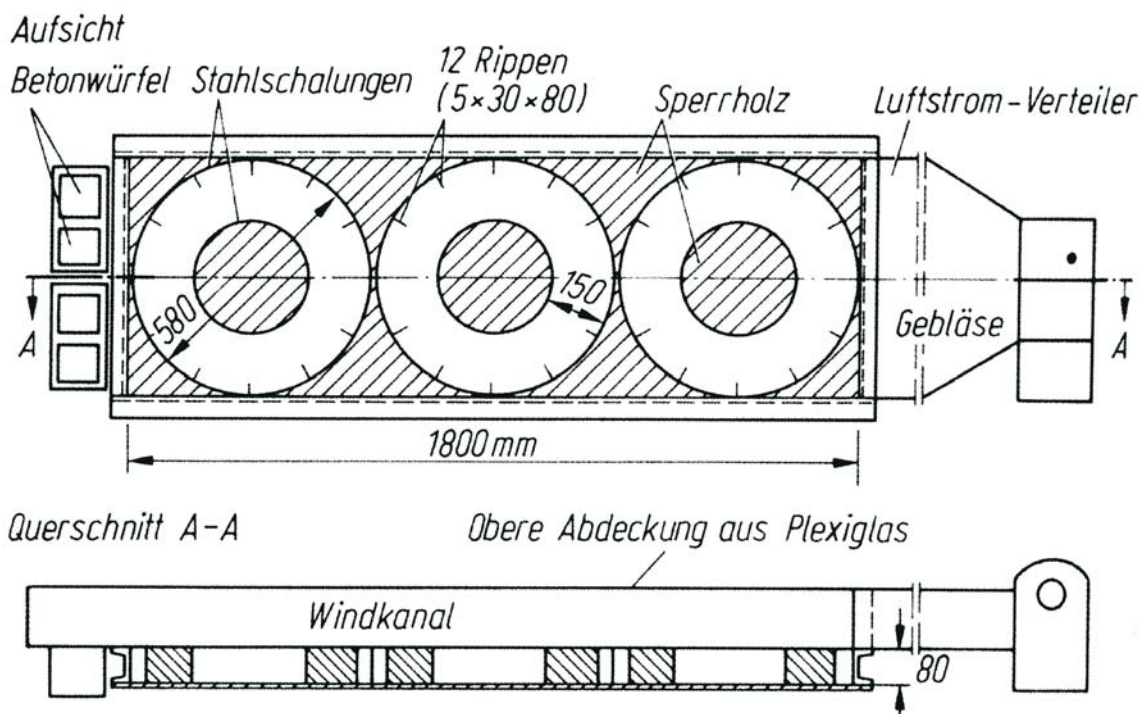


Abbildung 56: Versuchsaufbau an der Universität Trondheim; [57]

Der Beton wird zwischen zwei ringförmige, konzentrisch angeordnete Stahlschalungen von je 5 mm Wanddicke gefüllt. Die Betonkörper haben einen Außendurchmesser von 580 mm und einen Innendurchmesser von 280 mm. Somit entstehen Prüfkörper mit einer Ringdicke von 150 mm, ihre Höhe beträgt 80 mm. Außerdem werden an die äußere Stahlschalung 12 nach innen gerichtete Rissindikatoren (5 mm dicke Rippen) angeschweißt, die 30 mm in den Beton hineinragen.

Jeweils drei in der Stahlschalung verbleibende Prüfkörper werden in einer Reihe in den von außen einsehbaren Windkanal eingesetzt, durch den gleichmäßig verteilte Luft (20 °C und 40 % relative Luftfeuchtigkeit) mit einer Geschwindigkeit von 4 m/s strömt. Am Ende des Windkanals befinden sich zur Bestimmung des Feuchtigkeitsverlustes vier Betonwürfel von je 10 cm Kantenlänge.

Bei diesen Versuchen entstanden etwa 90 Minuten nach Inbetriebnahme des Gebläses die ersten Risse. Die weitere Rissentwicklung setzte sich über 2 bis 3 Stunden fort. Danach treten weder neue Risse noch Verbreiterungen der alten Risse auf.

Nach Abschluss der Windbelastung, d.h. nach etwa 24 Stunden, wurden längs der konzentrisch angeordneten Messlinien S1 und S2 (siehe Abbildung 57) die jeweiligen Risslängen und Breiten gemessen und addiert.

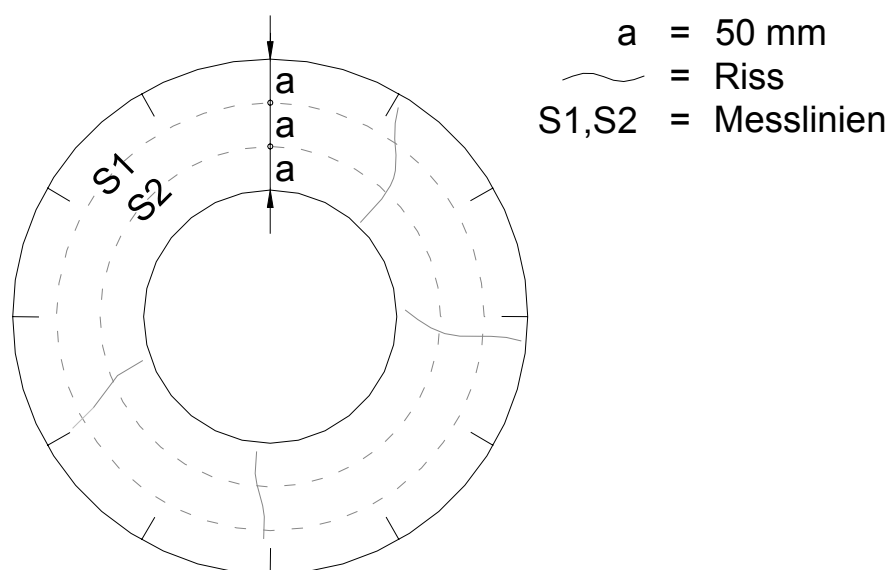


Abbildung 57: Schwindring und Rissbreitenermittlung auf konzentrischen Messlinien; [5]

7.3.1.2 Universität Innsbruck

Auf der Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Institut für Baustoffe und Bauphysik wurde zunächst der Versuchsaufbau aus Trondheim übernommen. Es stellte sich aber bei den ersten Versuchen heraus, dass der Versuchsaufbau für die verwendeten gängigen Mischungen zu unempfindlich ist. Es bildete sich auch bei der Nullbetonmischung keine Risse aus. Der Versuchsaufbau und Versuchsablauf ist daher auf der Grundlage von Vorversuchen modifiziert worden. Es ist gelungen einen Versuchsaufbau zu finden mit dem auch die bei uns gängigen Mischungen auf ihre Schwindrissneigung hin untersucht werden können. Der Versuchsaufbau wurde in folgenden Punkten verändert:

- Die Ringhöhe musste kleiner werden.
- Es wurde zur Verbesserung der Gleiteigenschaften eine Folie auf dem Boden eingelegt.
- Der Innenring wurde eingeölt.
- Die Klimabedingungen wurden milder angenommen.

Die gewählten Mischungen sollten jedoch von vornherein eine große Schwindrissneigung haben, um die Ergebnisse interpretierbar und reproduzierbar zu machen.



Abbildung 58: Absaugeinrichtung aus dem Versuchsaufbau Innsbruck; [22]

Eine schwindempfindliche Mischung und die benötigten Versuchsrahmenbedingungen werden in der „Richtlinie für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel“, vom deutschen Institut für Bautechnik beschrieben [23].

Die Stahlschalungen haben die gleiche Form wie jene aus Trondheim, die Ringhöhe wurde auf 40 mm reduziert.

Die beiden Ringe werden zentrisch auf eine Schalttafel mit einer Dicke von 27 mm geschraubt und mit Silikon abgedichtet. Zur Erhöhung der Gleitfähigkeit wird auf den Boden eine zugeschnittene Baufolie eingelegt. Der Außenring und seine Rückhaltebleche bleiben im sandgestrahlten rauen Zustand, um eine gute Haftung zwischen dem Beton und der Schalung zu ermöglichen.

Die Absaugung setzt sich zusammen aus einem regulierbaren Gebläse, einem PVC Rohr mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Plexiglasscheibe. Das Gebläse ist ein RADAX RR 160 B mit einem Fördervolumen freiblasend von 490 m³/h und einer guten Saugleistung. Geregelt wird die Windgeschwindigkeit über einen elektronischen Drehzahlsteller ESA 1.

Gemessen werden die Klimabedingungen, Lufttemperatur und Luftfeucht, wie auch die Windgeschwindigkeit im Spalt. Die Risslängen und Rissbreiten werden mit einem Risslineal und einer Risslupe aufgenommen. Die Rissbreiten werden an den Messkreisen gemessen [22].



Abbildung 59: Messkreise S1 und S2 an denen die Rissbreiten bestimmt werden; [22]

7.3.1.3 Fachhochschule Leipzig

Nach einer Veröffentlichung der HTWK Leipzig (FH), Fachbereich Bauwesen, Untersuchung zur Schwindrissneigung von Beton mit Austorfaser 3214, wurde folgender Versuchsaufbau gewählt:

Die Form der Schwindringe bleibt unverändert. Die Ringhöhe beträgt 80 mm.

Es werden vier Proben erzeugt, je zwei Nullmischungen ohne Fasern und zwei faserverstärkte Mischungen.

Die Mischung setzte sich aus 610 kg/m^3 Zement, einem W/B-Wert von 0,5 und einem Mehlkornanteil von 244 kg/m^3 zusammen.

Eine nach dem Betonieren über die Kreisringe gestellte Foliendachkonstruktion bildet einen ca. 2 m langen Tunnel, in dem mittels eines leistungsstarken Ventilators über 6 Tage ein konstanter Luftstrom erzeugt wurde.

Anschließend werden die Risse kartiert und die Risslängen aufsummiert und verglichen [48].



Abbildung 60: Versuchseinrichtung aus HTWK Leipzig (FH); [48]

7.3.1.4 Richtlinie Faserbeton des ÖVBB (Ausgabe März 2002)

Dieses Verfahren dient als Grundlage für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche. Diese Richtlinie soll die sachgerechte Anwendung von Faserbeton fördern. Sie enthält Angaben zur Auswahl der Baustoffe, Herstellung, Bemessung und Ausführung.

Als Faserbewehrung können Stahlfasern, Kunststofffasern, Glasfasern und natürliche Fasern verwendet werden. Für Stahlfasern besteht die längste Erfahrung.

Kunststofffaserbeton mit Polypropylenfasern wird hergestellt, um das Brandwiderstandsverhalten zu verbessern, die Schwindrissbildung im jungen Beton zu reduzieren, die Grünstandfestigkeit zu erhöhen und die Biegezugfestigkeit günstig zu beeinflussen.

In dieser Richtlinie ist angegeben, dass Polypropylenfasern, in der frühen Abbindephase des Betons, in der Lage sind, örtlich auftretende Zugspannungen aufzunehmen. Je mehr Fasern vorliegen, d.h. je feiner bei gleichem Dosiergewicht eine Faser ist, desto wirkungsvoller ist die Wirkung.

Ob Polypropylenfasern wirklich in der Lage sind Zugspannungen aufzunehmen ist nicht eindeutig nachgewiesen. Polypropylenfasern haben ihre großen Vorteile nicht in der Aufnahme von Zugkräften, da diese Kräfte nicht sehr groß sein können. Vielmehr haben Polypropylenfasern die Eigenschaft das Wasserrückhaltevermögen zu steigern, d.h. das Wasser in der frühen Abbindephase an der Faseroberfläche zu binden und langsam wieder an den erhärtenden Beton abzugeben. Diese Eigenschaft wird durch spezielle Fasercoatings verstärkt.

Fasercoating:

Wie der Name schon sagt wird jede einzelne Faser mit einer neuen Oberfläche überzogen. Die genaue Wirkungsweise dieser Coatings ist nicht sehr klar definiert. Es sollen hier grundsätzlich zwei verschiedene Anschauungen dargestellt werden:

- Werden PP-Fasern eingemischt, so ändert sich die Konsistenz der Mischung. Bei 3 bis 4 kg/m³ PP-Fasern sinkt die Mischung um eine Konsistenzklasse - sie wird steifer. Der Grund dafür ist, dass damit die Fasern die spezifische Oberfläche der Mischung steigt und dadurch auch

der Wasseranspruch. Das kann z.B. bei pumpfähigem Beton zu Problemen führen bzw. dieses Verhalten muss vorher in der Betonrezeptur berücksichtigt werden. Um diese Auswirkungen zu minimieren werden spezielle Coatings verwendet, die verhindern dass sich das Wasser mit den Fasern bindet. Die Konsistenz der Mischung bleibt bei Faserzugabe immer gleich.

Faserherstellungsfirmen werben gerne mit dieser These. In einigen Prospekten wird behauptet, dass die Feuchtigkeitsaufnahme bei 0% liegt.

Die zweite Aussage lautet:

- PP-Fasern haben die Eigenschaft, dass sie das Fröhschwindverhalten positiv beeinflussen. Fröhschwindrisse entstehen z.B. bei schlechter Nachbehandlung, d.h. wenn der Beton zu schnell austrocknet. Polypropylenfasern binden einen Teil des Anmachwassers und geben das Wasser bei der Hydratation nach und nach wieder ab. Um diese Eigenschaft zu verstärken werden spezielle Coatings verwendet, die durch ihre Oberfläche noch mehr Wasser binden können. Die Oberfläche der Fasern besitzt eine wellenförmige Struktur in dessen Wellental sich Wasser besser binden kann und für die Hydratation bereitsteht. Durch die allmähliche Wasserabgabe erreicht man eine „sanfte Erhärtung“.

Es scheinen beide Erklärungen plausibel, jedoch wurde bei den Versuchsreihen eins bis drei beobachtet, dass der Wasseranspruch der Fasern sehr beträchtlich war. Es wurden Fasern mit Coatings verwendet. Probleme gibt es hauptsächlich dann, wenn mit sehr niedrigem W/B-Wert gearbeitet wird, weil ab einer bestimmten Fasermenge der Beton nicht mehr verarbeitbar ist. Aus dieser Erfahrung heraus könnte man sagen, dass die zweite Erklärung der Wahrheit entspricht.

Einteilung und Auswertung:

Ziel der Klassifizierung ist es den Unterschied in der Wirkung der verschiedenen Fasern auf die Fröhschwindrissbildung zwischen

- Beton mit und ohne Fasern,
- Beton mit unterschiedlichen Fasern

sichtbar zu machen [8].

Eine geringe Reduzierung der Schwindrissbildung gegenüber einem vergleichbaren Beton ohne Fasern (Nullbeton) soll durch eine niedrige Schwindrissklasse, eine hohe Reduzierung mit einer höheren Schwindrissklasse ausgedrückt werden.

Die Prüfung der Frühschwindrissbildung erfolgt am Ringversuch gemäß Punkt 10.4 der Richtlinie Faserbeton.

Die Gesamtlänge der Schwindrisse bei dem zu vergleichenden Beton ohne Fasern ist dabei auf 100 % zu normieren. Die Gesamtlänge der Schwindrisse des Faserbetons wird dazu in Relation gesetzt.

In der Richtlinie (Ausgabe März 2002) wird im Punkt 6.3.2 die Verringerung der Frühschwindrissbildung für die Faserbetonklassen FS 1 und FS 2 dargestellt (siehe Tabelle 20).

Tabelle 20: Verringerung der Frühschwindrissbildung – FS Klassen; [8]

FS Klassen	Risslänge [%]	
	Vergleichsbeton ohne Fasern	Faserbeton
FS 1	100 %	60 %
FS 2	100%	20 %

In gleicher Art und Weise soll diese Klassifizierung für UHPC dargestellt werden. Diese Versuche stellen für die Faserhersteller eine Grundsatzprüfung dar und gelten gleichzeitig als Zulassungsprüfung. Nicht geprüfte Fasern dürfen nicht eingesetzt werden. Die Ergebnisse des Kleinprüfkörpers (siehe Abbildung 61) können für Normalbeton tendenziell auf Bauteile großer Abmessungen und verschiedener Spannungszustände und Feuchteverteilungen umgelegt werden [8].

Generell sind die Anforderungen an wirksamen Wassergehalt und Nachbehandlung gemäß ÖN B 4710-1 einzuhalten. Für übliche Betone bis zur Festigkeitsklasse C50/60 gilt die Grundsatzprüfung bei gleicher Fasertypen und Dosierung als Konformitätsnachweis.

Für besondere Anwendungsbereiche (spezielle Betonsorten wie z.B. Hochleistungsbeton) ist die FS-Klasse in der Erstprüfung nachzuweisen. Die Prüfungen sind dann gesondert auszuschreiben [8].

Diese Richtlinie stützt sich auf den Versuchsaufbau aus Innsbruck. Einzige Ausnahme ist der Außendurchmesser der Proben, der hier nicht präzise angegeben wird.

In der Richtlinie Faserbeton wird folgende Versuchseinrichtung gewählt:

Zur Prüfung der Schwindrissbildung werden in Anlehnung an ein Versuchsverfahren des "Forskningsinstitut for Cement og Betong", Trondheim, Norwegen, Schwindschalungen angefertigt. Diese Stahlblechschalungen (St 37, $t = 5 \text{ mm}$) sind ringförmig mit einem Innendurchmesser von 280 mm, einem Außendurchmesser von 590 mm und einer Höhe von 40 mm ausgebildet.

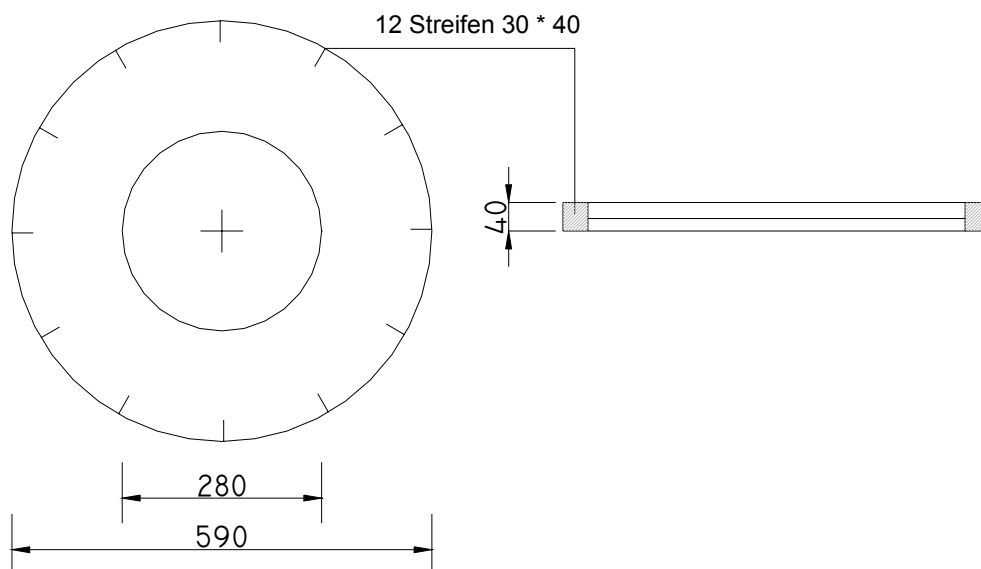


Abbildung 61: Schwindring Skizze aus der Richtlinie Faserbeton; [8]

In der Richtlinie ist nicht klar angegeben, ob sich der angegebene Außendurchmesser auf die Betonprobe oder die Stahlschalung bezieht. Somit könnte die Ringbreite der Betonprobe von 150 bis 155 mm variieren.

Am Außenring sind 12 Rissindikatoren (30 mm x 40 mm) angeschweißt, die zur Kerbwirkung in den Beton hineinragen. Zusätzlich wird der Innenring durch Einschweißen eines Bleches mit der Wandstärke $t = 5 \text{ mm}$ versteift.

Die Ringe werden auf einer vergüteten Schalttafel in ihrer Position fixiert. Am Innenring und am Boden wird Schalöl aufgebracht, am Boden zusätzlich eine Plastikfolie. Der Außenring bleibt sandgestrahlt.

Auf dem Ring wird nach dem Betonieren eine Absaugeinrichtung mit 1 cm Spaltweite aufgesetzt. Die Absaugeinrichtung besteht aus einem Plexiglaskreisring (\varnothing_i 188 mm, \varnothing_a 600 mm, $d = 5$ mm), einer zentrischen PE-HD-Reduktion 200/150, einem PVC-Rohr 150, $l = 0.5$ m und einem regelbaren Ventilator $\varnothing 150$ (Fördervolumen freiblasend 490 m³/h, bei $\Delta p = 210$ Pa ca. 200 m³/h) befestigt mit Manschetten.

Ein Ring wird auf einer Waage gelagert um den Gewichtsverlust festzustellen. Die Betontemperatur wird mittig im Kreisring mittels Thermofühler ermittelt.

Die Luftgeschwindigkeit wird durch eine Bohrung mittig über dem Kreisring mit einer Strömungssonde (Hitzkugel $\varnothing 3$ mm) eingestellt. Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit werden laufend gemessen. Die Versuchseinrichtung muss in einem genügend großen Raum mit 20°C und 50% RF aufgestellt werden [8].

Versuchsdurchführung:

Je zwei Ringe werden mit und ohne Faserzugabe hergestellt. Der Zeitpunkt der Wasserzugabe wird festgehalten. Ab zwei oder drei Stunden (ev. Vorversuche mit Vergleichsbeton notwendig) nach Herstellung wird ein Luftstrom mit 4 m/s über der Betonoberfläche erzeugt. Die gesamte Versuchsdauer beträgt fünf Stunden. Eine weitere Belastung führt nur zu unwesentlichen Veränderungen [8].

Versuchsauswertung:

Fünf Stunden nach Herstellung werden die Risse bezüglich Lage, Länge und Weite kartiert. Die Länge der festgelegten Risse wird aufaddiert, die Gesamtrisslänge des Vergleichsbetons wird mit 100% angenommen. Die Gesamtlänge des Faserverstärkten Betons wird diesem Wert gegenübergestellt und in die entsprechende Faserbetonklasse eingeteilt [8].

Wirkungsweise eines Schwindringes:

Der Beton kann sich an den äußeren Rissindikatoren verankern und dadurch ist die Schwindverformung vorgegeben, nämlich radial von innen nach außen. Durch Schwinden in Tangentialrichtung kommt es dadurch zum Riss.

7.3.1.5 Versuch von Isabel Pardon und Roland F. Zollo (USA)

Die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Beton ist abhängig von der Fähigkeit Risse zu beschränken. Die Faserbetone wurden daraufhin untersucht, ob sie eine kostengünstige und rissbreitenbeschränkende Alternative zur konventionellen rissichernden bzw. verteilenden Bewehrung sind. Speziell im frühen Alter können Risse in der Matrix eine Betonschicht nachhaltig schädlich beeinflussen. Dazu werden Normalbetone und Polypropylen-Faserbetone getestet. Auf einer rechteckigen Platte (305/305/25 mm), dargestellt in der Abbildung 62, mit seitlicher Schalung ist zentral ein Druckring (Durchmesser 115 mm) befestigt. Die Platte und die Schalung bietet infolge glatter Oberfläche keine Haftung, sodass die Probe keine Gleitbehinderung erfährt. Die Probe wird einem Austrocknungsklima (31 °C, 6,1 m/s, 50 % rel. Luftfeuchtigkeit) ausgesetzt. Infolge Schwindens entsteht eine Druckspannung auf den Ring und der Beton bekommt Risse [25].

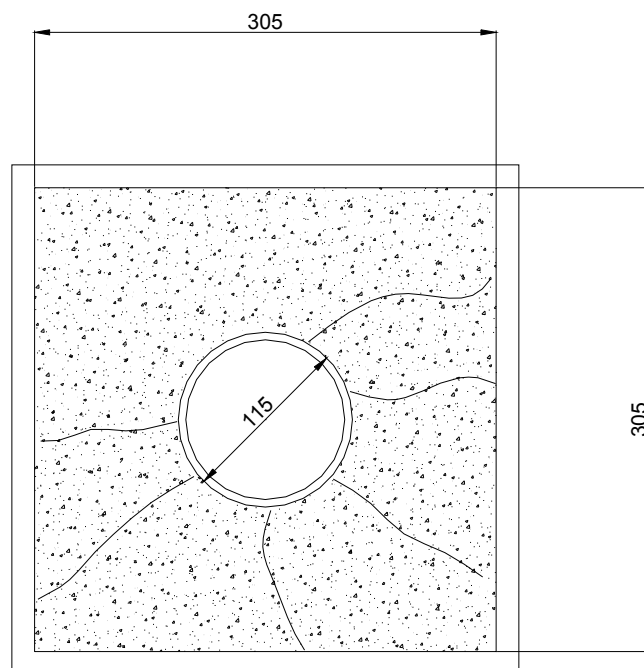


Abbildung 62: Platte mit Ring; [25]

Zur Datenerfassung wurden die Proben nach 16 Stunden mit Schleifpapier poliert. Nach dem polieren wurden die Verkürzungen der Ränder und die Risse erfasst. In der Auswertung werden die Proben nach den Rissbreiten in vier Kategorien unterteilt:

- Breite Risse: 1,27-0,64 mm
- Mittlere Risse: 0,64-0,22 mm
- Dünne Risse: 0,22-0,13 mm
- Haarrisse: 0,13-0,05 mm.

Der Versuchsaufbau ist für feine Mischungen mit einem kleinen Größtkorn (Sand < 4 mm) geeignet [25].

Vergleich mit Schwindring – Platte mit Ring:

Bei diesem Versuch ist die Schwindrichtung ebenfalls vorgegeben, nämlich radial von außen nach innen. Es wird eine Druckspannung auf den Innenring ausgeübt. Da der Beton für Druckbeanspruchungen sehr gut geeignet ist und man eigentlich die Zugfestigkeit des Betons überwinden möchte, um sie dann mit faserverstärkten Proben zu vergleichen, ist der Schwindringversuch vorzuziehen.

7.3.1.6 Versuch der „INTRO“

Die Versuche wurden am Institut für Materialkunde und Umweltforschung (INTRO) in Holland durchgeführt und fanden Eingang in der CUR Empfehlung 42 (Niederlande) [29] [30].

In der CUR Empfehlung werden Versuchsbedingungen und Versuchskörper zur Untersuchung des Frühschwindverhaltens beschrieben. Verwendet werden Rechteckplatten (ca. 600/400/45 mm) die einem Extremklima (ca. 31-34°C Raumtemperatur, Windgeschwindigkeit: 0 m/s, Wärmelampen) ausgesetzt werden. Verglichen werden Betonrezepturen mit und ohne Fasern. Die Faserbetone haben Fasergehalte von 600 bis 900 g/m³. Die Mischungen entsprachen den Empfehlungen in der Richtlinie.

Zum Vergleich: Nach der Österreichischen Richtlinie Faserbeton [8] ist eine Mindestfaserdosierung von 900 g/m³ für Polypropylenfasern angegeben.

Auf ein für die Verarbeitung ausreichendes Ausbreitmaß von 48 bis 50 cm und gleiche Frischbetontemperatur (31-34°C) wurde geachtet.

Gemessen wurden die Verdunstungsmenge (in Form von Gewichtsverlust der Probe), die Temperaturkurve des Betons im Inneren der Probe, die Windgeschwindigkeit und das Rissbildungsverhalten. Aufgezeichnet wurden die Rissbildmuster, Länge und Breite aller Risse. Die Betone mit Fasergehalten zeigten deutlich weniger Risse [31] [32].

7.3.1.7 Versuch an der King Fahd Universität (Saudi Arabien)

Das extreme Trocknungsklima am arabischen Golf fördert die Entstehung von Frühschwindrissen. Die Versuchskörper sind Platten mit den Abmessungen 750/375/75 mm (siehe Abbildung 63). Getestet werden Betonmischungen mit 0,2 Vol. % Polypropylenfasergehalt und einer Länge von 20 mm (0,2 Vol. % entsprechen 1,8 kg/m³ PP-Fasern).

Die Proben wurden dem trockenen und heißen Klima, das im Bereich des arabischen Golfs vorherrscht, ausgesetzt (32-46 °C; 4,4-6,7 m/s; 28-43 % RF). Im Freien gelagert betrug der Untersuchungszeitraum 24 Stunden. Es wurde eine Mischung mit einer Zementmenge von 400 kg/m³ und einem W/B-Wert von 0,55 verwendet [26].

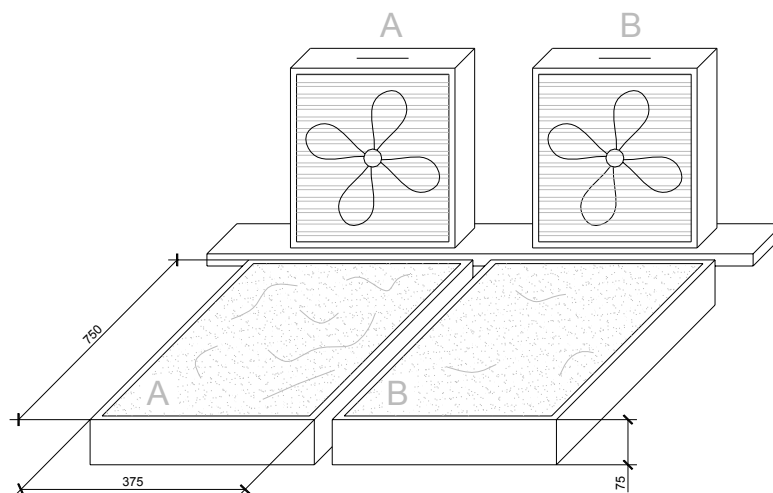


Abbildung 63: Schematische Versuchsanordnung; [28]

In der Platte ohne Fasern entstanden einige Risse in den ersten sechs bis acht Stunden. Über den restlichen Zeitraum bis zum Alter von 24 Stunden wurde keine Veränderung mehr festgestellt. Die Platte aus Faserbeton blieb ohne Risse [26]. Eine Einschränkung dieser Versuchsergebnisse ist in der ungenauen Beschreibung der Randbedingungen (Sieblinie, Zementart, Zementmenge usw.) zusehen.

7.3.2 Rissbildung des Festbetons - Reißrahmen

7.3.2.1 Allgemeines

Der Versuchsaufbau, sowie die Probekörperabmessungen für die Reißrahmenversuche sind in der Abbildung 64 zu sehen. Mit dieser Versuchseinrichtung kann die Spannungsentwicklung von Beton bei verformungsbehinderter Erhärtung gemessen werden.

7.3.2.2 Versuchsbeschreibung

Der Beton wird im frischen Zustand in den Reißrahmen (siehe Bild) mit einem Probenquerschnitt von $150 \times 150 \text{ mm}^2$ und einer konstanten Prüflänge von 1080 mm eingebaut und mit einem Innenrüttler verdichtet. Als Schalung dient dabei allseitig eine 5 cm dicke Wärmedämmplatte, so dass sich der Beton im Reißrahmen wie der Beton eines etwa 40 bis 50 cm dicken Bauteils erwärmt.

Der Reißrahmen lagert 4 Tage nach dem Einbau bei einer konstanten Raumtemperatur von $20 \text{ }^\circ\text{C}$, wobei der Beton nicht austrocknen kann. Nach diesem Zeitraum hat der Beton im Normalfall die Umgebungstemperatur nahezu erreicht.

Anschließend wird der Beton um 1° K/h abgekühlt.

Durch die Verformungsbehinderung bauen sich am Anfang im Beton Druckspannungen auf, die jedoch durch Relaxation rasch abgebaut werden. Nach Erreichen des Temperaturmaximums (nach Abbildung 65 sind das $33,5^\circ \text{ C}$) bauen sich infolge der abfließenden Hydratationswärme Zugspannungen auf. Durch die nach 4 Tagen erfolgte Abkühlung des Betons wird der Aufbau von Zugspannungen verstärkt, bis bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons ein Riss eintritt.

7.3.2.3 Reißneigung im Reißrahmen

Die charakteristischen Werte eines Reißneigungsversuchs sind anhand eines Beispiels in Tabelle 21 zusammengefasst. Die Temperatur- und Spannungsentwicklung des Betons im Reißrahmen ist in Abbildung 64 dargestellt.

Tabelle 21: Charakteristische Werte des Reißrahmenversuches

Charakterisierung des Messzeitpunktes	Zeit	Temperatur	Spannung
	[h]	[°C]	[N/mm ²]
Beginn der Druckspannungsentwicklung	16,0	21,7	0
Höchstwert der Druckspannung	32,1	33,2	-0,46
Höchstwert der Temperatur	34,4	33,5	-0,41
Beginn der Zugspannungsentwicklung	44,6	31,2	0
Zustand bei Abkühlungsbeginn im Alter von 4 Tagen	96,0	21,7	0,92
Rissbildung	115,1	3,6	2,43

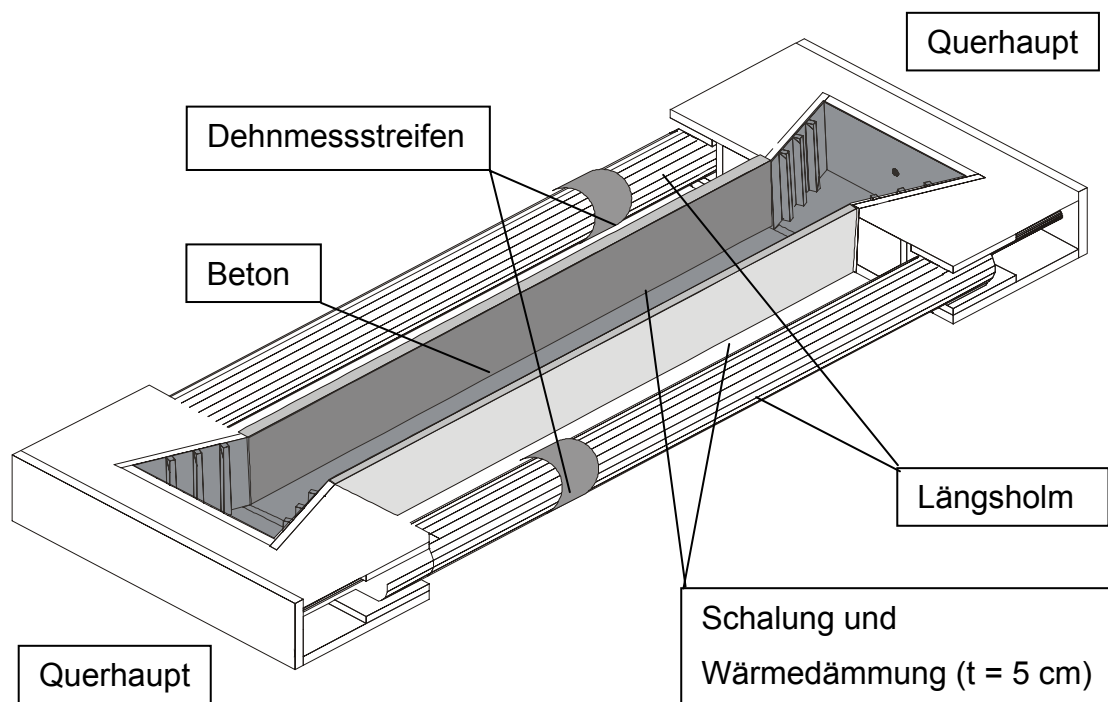


Abbildung 64: Reißrahmen, schematische Darstellung

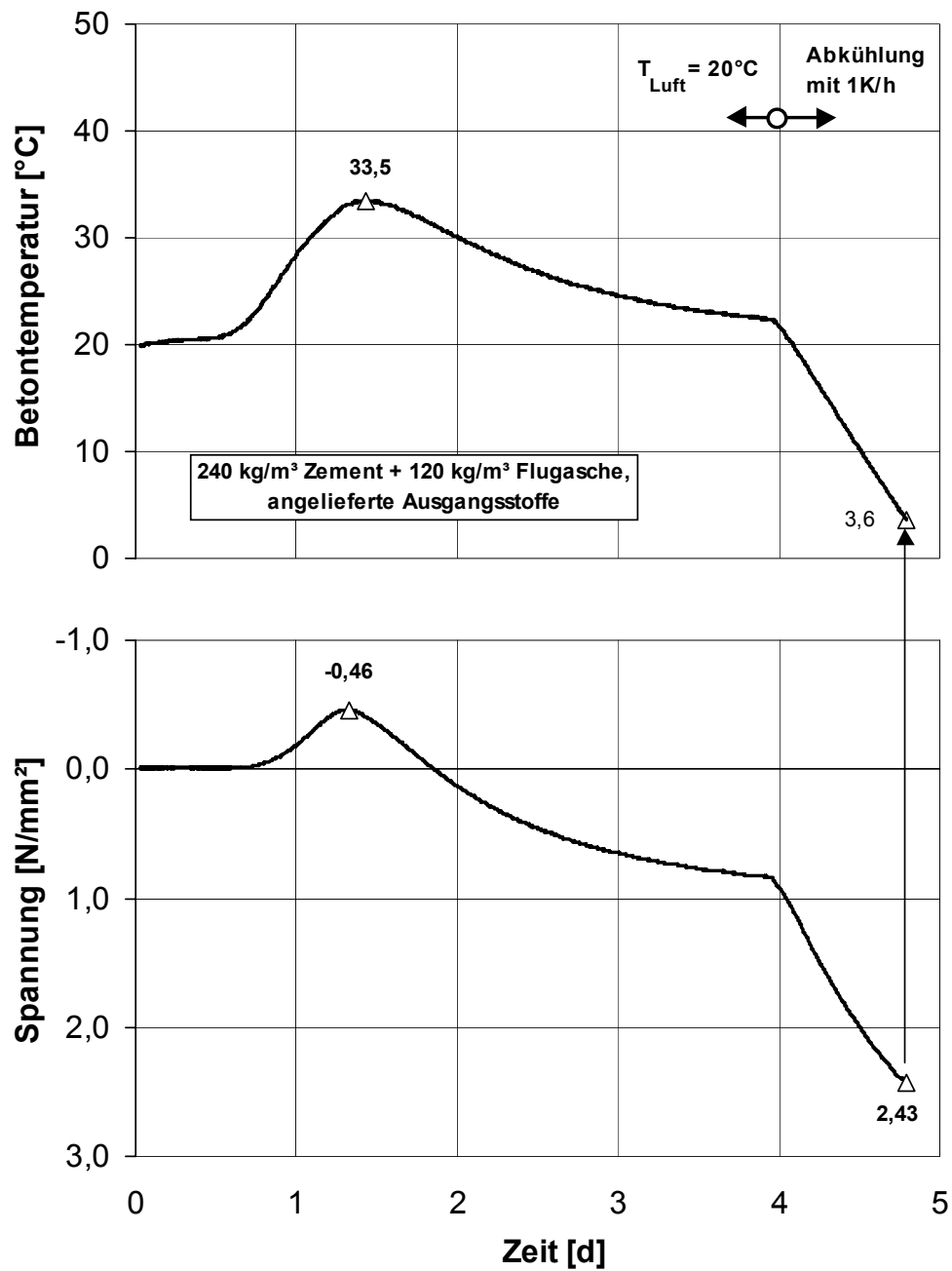


Abbildung 65: Temperatur- und Spannungsentwicklung im Reißrahmen; (240 kg/m³ Zement und 120 kg/m³ Flugasche, angelieferte Ausgangsstoffe)

8 Schwindversuche an der TU-Wien

8.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im Labor des Institutes für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz der TU-Wien durchgeführt.

Das Ziel dieser Arbeit ist es den Zusammenhang zwischen Anzahl und Größe von Fröhschwindrissen und der Polypropylenfaserdosierung darzustellen.

Erste Versuche wurden in Norwegen an der Universität Trondheim durchgeführt (siehe 7.3.1.1). Das Versuchsprinzip ist immer das gleiche, der Aufbau unterscheidet sich jedoch stark von anderen Universitäten. Unterschiedliche Betonsorten haben meist zu einer Änderung des Versuchsaufbaus geführt.

In der Literatur sind noch keine Forschungsergebnisse hinsichtlich des Schwindverhaltens von UHPC bekannt.

8.1.1 Schwindring

Nach den Vorgaben der „Österreichischen Richtlinie Faserbeton“ wurden vier Stahlschalungen angefertigt. Die in Abbildung 66 dargestellte Stahlschalung besteht aus einem Außenring mit einem Innendurchmesser von 590 mm und einem Innenring mit einem Außendurchmesser von 280 mm.

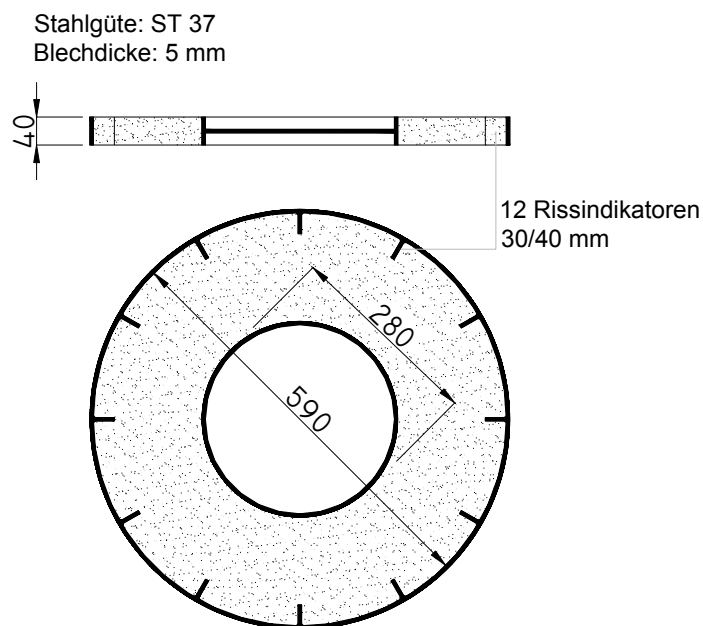


Abbildung 66: Kleinprüfkörper zur Bestimmung der Faserbetonklassen

Außerdem sind an die äußere Stahlschalung 12 nach innen gerichtete Rissindikatoren (5 mm dicke Rippen) angeschweißt, die 30 mm in den Beton hineinragen (siehe Abbildung 67).



Abbildung 67: Schwindchalung

Die Stahlschalungen werden auf einer vergüteten Schalttafel befestigt. Der äußere Ring wird durch vier Klötze in seiner Position gehalten. Der innere Stahlring wird mit einer Schraube zentriert und befestigt. Am Innenring und am Boden wird Schalöl aufgebracht. Nach der Richtlinie Faserbeton bleibt der Außenring sandgestrahlt. In unserem Fall werden die Stahlschalungen nach dem Ausschalen mit Wasser gereinigt, getrocknet und anschließend mit einer Drahtbürste behandelt. Am Boden wird zusätzlich eine Plastikfolie eingelegt und ebenfalls mit Schalöl eingelassen.

Verbesserungsvorschläge für die Schwindchalung:

- 1) Um den Außenring besser fixieren zu können, müssten Laschen am Außenring angeschweißt werden, mit denen man die Stahlschalung auf der Schalttafel kraftschlüssig anschrauben kann. Wenn der Beton in die Schalung eingebracht wird, dann fließt beim Rütteln immer ein wenig Bindemittelleim aus. Das kann die Betonrezeptur verfälschen. Mit einer Fixierung an der Schalttafel kann dies verhindert werden.
- 2) Ein weiterer Verbesserungsvorschlag ist, dass man den Rissindikatoren eine andere Form gibt. Es sollte verhindert werden, dass sich der Beton vom Außenring lösen kann, wie dies in Abbildung 86 gezeigt wird. Dadurch kann die vorgegebene Schwindrichtung nicht mehr eingehalten werden und die Proben sind nicht mehr vergleichbar. Um diesen Effekt zu verhindern ist es notwendig den Kopf der Rissindikatoren zu verändern (Hammerkopf, konisch).

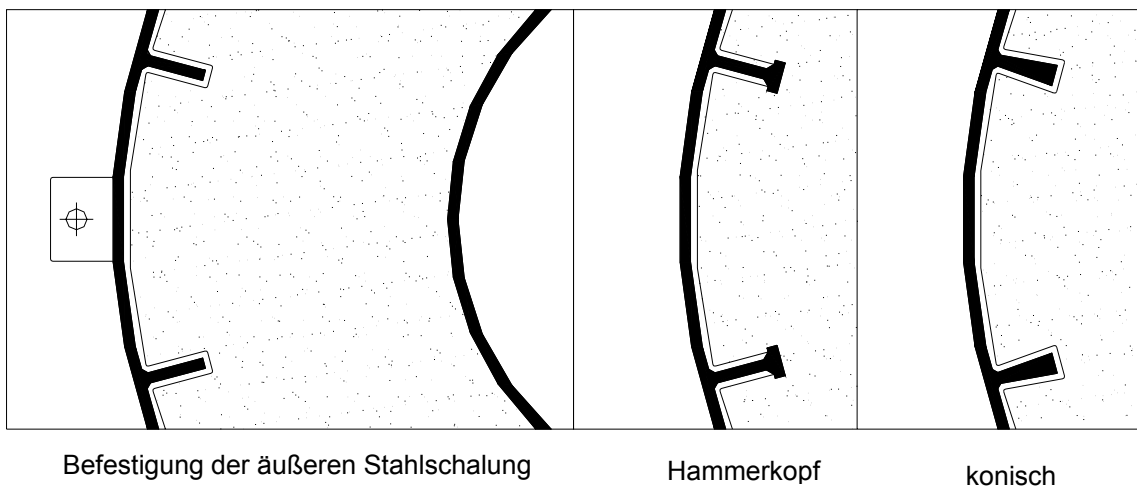


Abbildung 68: Verbesserungsvorschläge Schwindring

8.1.2 Betonprismen

Die Schalungen müssen den Anforderungen nach EN 196 entsprechen, nach der mindestens drei Fächer vorhanden sein müssen, welche die gleichzeitige Herstellung der Probekörper ermöglicht. Die Prismen haben eine Abmessung von 40/40/160 mm und werden für Biegezug- und Druckversuche verwendet. Einzelne Betonprismen wurden für Langzeitschwindversuche verwendet. Dabei muss jedes Fach im Mittelpunkt jeder Endfläche mit einem Loch versehen sein, in welches ein Messzapfen gesteckt werden kann, der in den Probekörper eingebettet wird (siehe auch Abbildung 49).

8.1.3 Versuchstunnel

Der Tunnel besteht aus einer durchgehenden glatten Bodenplatte über die eine 3 mm dicke Plexiglasscheibe gewölbt wird (siehe Abbildung 69). Es ist darauf zu achten, dass eine Plexiglasscheibe nicht willkürlich gebogen werden kann. Der Grenzradius liegt etwa beim 200-fachen der Dicke. Mit einer 1000 mm breiten Scheibe kann bei diesem Versuch das Auslangen gefunden werden.

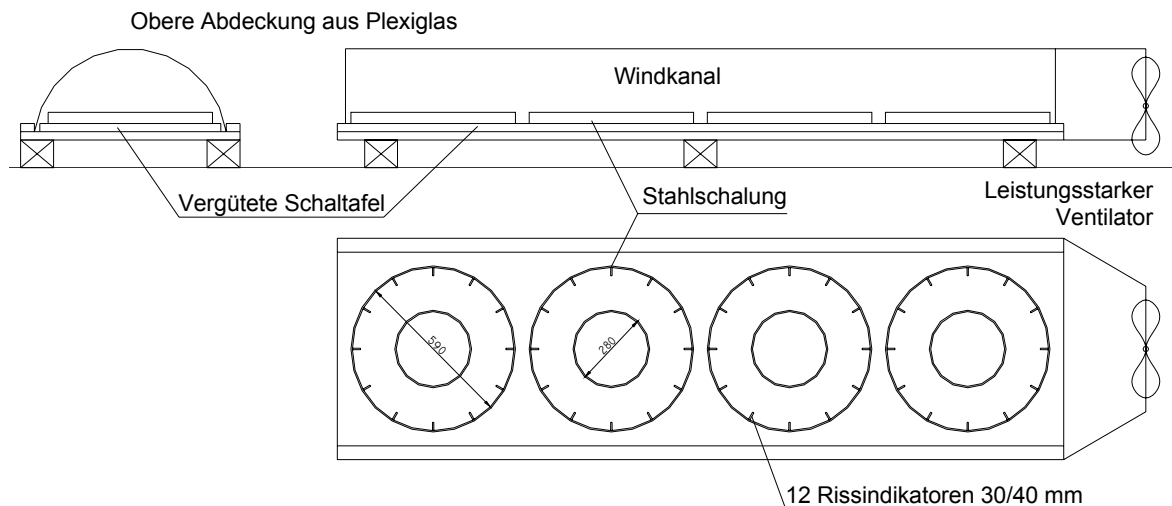


Abbildung 69: Versuchsaufbau zur Beobachtung der Rissentwicklung als Folge des plastischen Schwindens



Abbildung 70: Ventilator Marke Honeywell, HV-140E, \varnothing 36 cm, Leistung 100W, Fördervolumen freiblasend 3600 m³/h.

Der erforderliche Luftstrom von 4 m/s wird mit einem leistungsstarken Ventilator (Abbildung 70) erzeugt.

Die vier Schwindringe werden in einer Reihe angeordnet, jeweils abwechselnd eine faserverstärkte Probe und eine Probe ohne Fasern, und mit der Plexiglasplatte eingehaust (siehe Abbildung 71).

Eine Probe wird auf einer Waage gelagert um den Gewichtsverlust festzustellen.



Abbildung 71: Tunnelaufbau

Die Tunnelmündung wurde so geformt, dass bei Stufe 2 des Ventilators eine konstante Strömungsgeschwindigkeit von 4 m/s eingehalten werden konnte (siehe Abbildung 71).

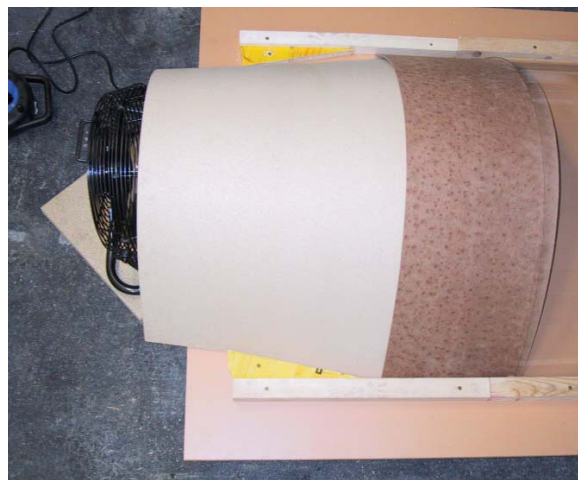


Abbildung 72: Tunnelmündung

Die Betontemperatur wird mittig im Kreisring mittels Thermofühler ermittelt.
Die Luftgeschwindigkeit wird im Tunnel mit einer Strömungssonde (Hitzkugel) eingestellt (siehe Abbildung 73).



Abbildung 73: Strömungssonde

Hitzkugelmanometer

Bei diesen Messgeräten wird die Strömungsgeschwindigkeit über die Abkühlung einer elektrisch geheizten Kugel ermittelt. Die Abkühlung ist proportional zur Strömungsgeschwindigkeit. Sie wird über den Temperaturabfall von zwei Thermoelementen ermittelt. Dieser Sensortyp benötigt eine nachgeschaltete Auswertelektronik, die den veränderten Widerstand oder die veränderte Temperatur in Strömungsgeschwindigkeit umrechnet. Eine Kompensation der Umgebungstemperatur erfolgt hierbei parallel.

8.2 Versuchsablauf

Ein Versuchsdurchgang besteht aus:

- Mischen von zwei verschiedenen Betonrezepturen,
- Bestimmung des Ausbreitmaßes,
- Herstellung von zwei Ringkörpern je Betonrezeptur und
- Herstellung von je drei Prismen für jede Betonrezeptur für Biegezug- und Druckversuch.

Die Betonrezepturen können variieren durch Faserart und Fasermenge, aber auch durch z.B. verschiedene Zementsorten. In den folgenden Untersuchungen wurde die Fasermenge variiert. Die Bestandteile sind in Abbildung 74 dargestellt.

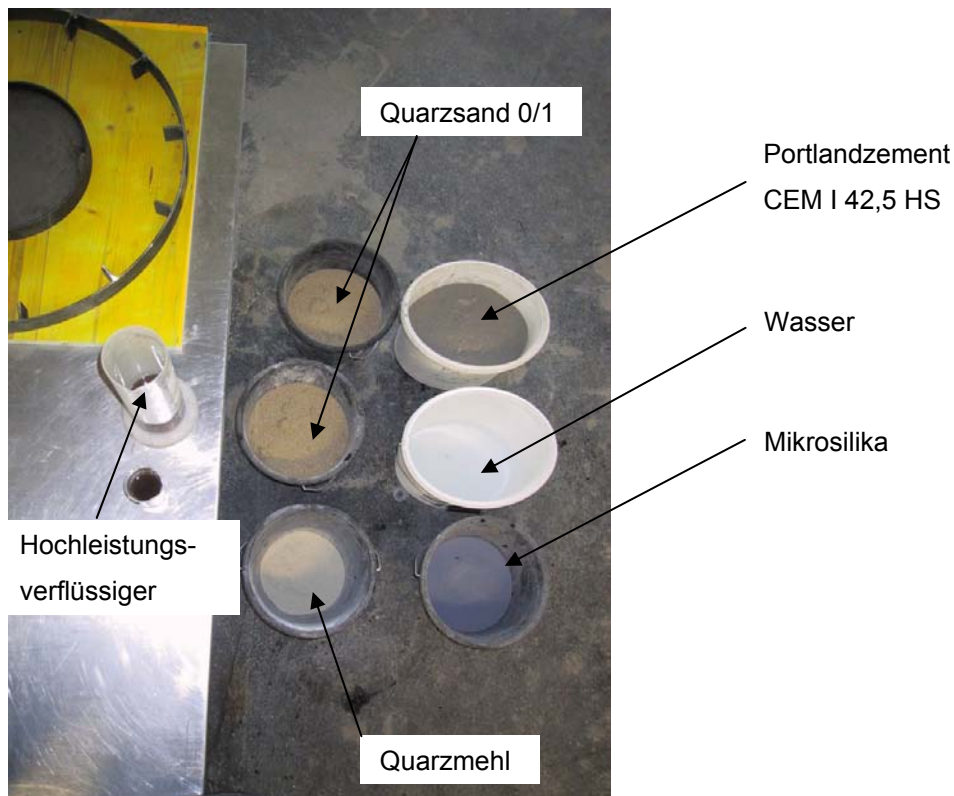


Abbildung 74: Bestandteile UHPC

8.2.1 Vorbereitung

Es ist zu beachten, dass alle Mischungen exakt gleich sind um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Da die Verarbeitbarkeit bei steigendem Fasergehalt sinkt, sollte man bei der Mischung mit dem höchsten Fasergehalt beginnen, um zu sehen ob die Rezeptur mit 5 kg/m^3 PP-Fasern überhaupt brauchbar (mischbar) ist.

Die vier Stahlschalungen werden fertig vorbereitet. Der Innenring und die Folie werden mit Schalöl eingelassen, ebenso die Stahlschalungen für die Prismenprüfkörper.

Werden auch Langzeitschwindversuche durchgeführt, sind weitere Stahlschalungen mit Messzapfen nach Abbildung 49 vorzubereiten. Die Öffnungen für die Messzapfen sind normalerweise mit Beton verfüllt und müssen vorher aufgebohrt werden.

Es ist auf eine sehr genaue Vorbereitung zu achten, da der Versuch sehr schnell ablaufen muss (schnelles Erhärten von UHPC, siehe Abbildung 9). Ziel ist es die Schwindringe möglichst zum gleichen Zeitpunkt fertig zu stellen, da die ersten Risse bereits 90 Minuten nach Wasserzugabe (ohne Ventilator) entstehen können.

8.2.2 Versuchsdurchführung

Ist die Vorbereitung beendet kann mit dem Mischen begonnen werden. Beim Mischvorgang hat es sich als vorteilhaft erwiesen, alle pulverförmigen Bestandteile so lange zu vermischen, bis sich eine homogene Masse einstellt (ca. 2-3 Minuten). Die Homogenität wird augenscheinlich durch die Gleichmäßigkeit der Farbe der Mischung beurteilt.



Abbildung 75: Materialzustand nach dem Mischen

Ist schließlich eine entsprechende Verteilung erreicht, wird der Hochleistungsverflüssiger im Wasser suspendiert und in die bisher trockene Mischung – während des Mischvorganges – eingebracht. Ein weiterer vierminütiger Mischvorgang führt schließlich zu einer sehr homogenen und gut verarbeitbaren Konsistenz, die nun die Einmischung von Stahlfasern bzw. Polypropylenfasern ermöglicht (siehe Abbildung 75). Dabei ist es wichtig die Fasern in kleinen Mengen und sehr sorgfältig beizugeben, um eine Klumpenbildung zu vermeiden.

Aufgrund von zahlreichen Versuchen am Institut und den oben dargestellten Erfahrungen, hat sich folgender Mischvorgang als geeignet herauskristallisiert:

- Zement, Mikrosilica und die Hälfte der Zuschläge in den Zwangsmischer, 1 min. trocken mischen, mit einer Plastikfolie abdecken, da sonst Feinstbestandteile entweichen;
- Wasser und Verflüssiger vermischen und die Suspension dazugeben, Der Zeitpunkt der Wasserzugabe wird mittels Stoppuhr festgehalten und dient als Referenzzeitpunkt, jede weitere Zeitangabe bezieht sich auf diesen Zeitpunkt, 2 min mischen;
- Den Zwangsmischer ausschalten und von Hand mit einer Kelle durchmischen. Die Konsistenz ist sehr flüssig und am Boden bleibt meistens eine Schicht sehr feiner Bestandteile kleben;
- Den Rest der Zuschläge beimengen, 2 min. mischen;
- Wird ein Faserbeton hergestellt, werden die Fasern in kleinen Mengen während des Mischvorganges dazugegeben;
- Ist die Faserzugabe abgeschlossen, 1 min. mischen;

Die gesamte Mischzeit beträgt ungefähr sechs Minuten. Nach Beendigung des Mischvorganges wird zur Überprüfung der Konsistenz das Ausbreitmaß gemäß ÖNORM B 3303 ermittelt und im Protokoll festgehalten.

Nun wird der Frischbeton in die vorbereiteten Stahlschalungen eingebracht und mittels Rütteltisch 1 Minute lang verdichtet.

Dabei muss der Außenring fest an die Schalttafel gepresst werden (siehe Abbildung 76), um zu verhindern, dass Bindemittelleim ausfließen kann (siehe Verbesserungsvorschläge in Punkt 8.1.1).



Abbildung 76: Rütteltisch

Den fehlenden Frischbeton dazugeben und eine weitere Minute rütteln. Die Oberfläche möglichst glatt abziehen, um später auch die kleinsten Risse gut erkennen zu können. Eine glatte Oberfläche ist umso schwieriger zu erreichen, je niedriger der W/B-Wert und je höher der Fasergehalt ist. Anschließend ist die Probe in den Versuchstunnel zu stellen.

Nachdem auch der zweite Schwinding gefüllt ist werden nun die Prismen für die Biegezug- bzw. Druckversuche hergestellt.

Bei der Herstellung der Prismen für die Langzeitschwindversuche ist darauf zu achten, dass die Messzapfen beim Befüllen richtig in den vorgesehenen Öffnungen sitzen.

Die Restmenge wird aus dem Mischer entfernt. Eine gründliche Reinigung ist nicht notwendig, da sich die zweite Mischung nur durch die Fasermenge unterscheidet. Wichtig bei der zweiten Mischung ist, dass der Zeitpunkt der Wasserzugabe erneut festgehalten wird. Die Schwindringe der neuen Mischung müssen zeitlich versetzt in den Versuchstunnel gestellt werden, um gleiche Bedingungen zu schaffen (siehe Abbildung 77).

Eine Stunde nach Wasserzugabe wird der Ventilator eingeschaltet und es stellt sich ein konstanter Luftstrom von 4 m/s ein. Durch die schnelle Austrocknung der oberflächennahen Schichten kommt es sehr schnell zur Rissbildung.

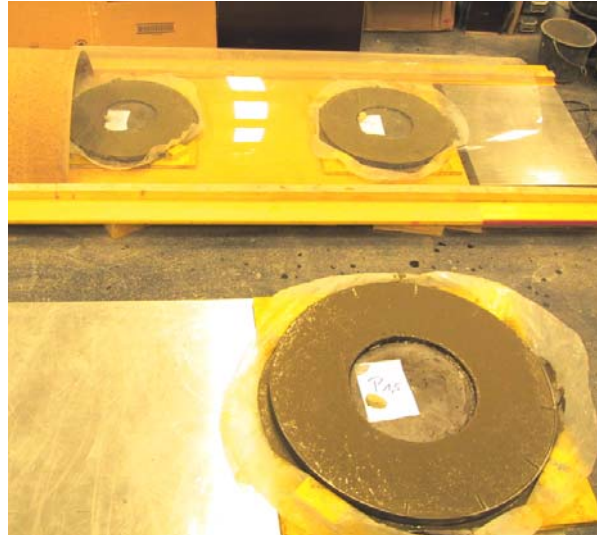


Abbildung 77: Windkanal mit Proben; Die zwei Vergleichsproben werden zeitlich versetzt in den Windkanal gestellt

Bei diesen Versuchen entstanden etwa 30 Minuten nach Inbetriebnahme des Gebläses die ersten Risse. Nach etwa 3 Stunden traten keine neuen Risse mehr auf. Eine Verbreiterung der alten Risse war augenscheinlich erkennbar, wurde jedoch nicht exakt dokumentiert.

Die Proben bleiben zirka 16 Stunden im Windkanal.

Es werden hier extrem ungünstige Verhältnisse geschaffen. Zum Einen die schnelle Austrocknung durch den Luftstrom und zum Anderen die ungünstige geometrische Form der Probe. Der äußere Ring und die Rissindikatoren sind nicht eingölt, der Beton kann sich daran verankern und dadurch ist die Richtung der Schwindverkürzungen vorgegeben. Die Radialverformungen verlaufen von innen nach außen und durch die Tangentialverformungen kommt es dann zum Riss. Dieses Verhalten ist auch beim Ausschalen erkennbar, weil der Beton mit dem Außenring fest verbunden ist und der Innenring eigentlich von alleine herausfällt.

8.2.3 Probekörperlagerung

Die entstandenen Probekörper zur Bestimmung der Druck- und Biegezugfestigkeiten werden nach 24 Stunden ausgeschalt und anschließend bis zum 7. Tag im Wasserbad gelagert. Danach wurden die Prismen an der Luft bis zur Prüfung gelagert. Die Lagerung der Proben für die Langzeitschwindversuche erfolgt an der Luft in einem genügend großen Raum mit Normlaborklima. Direkte Sonnenbestrahlung wurde vermieden.

8.2.4 Auswertung

Mit einer Digitalkamera wird von jeder Probe zunächst ein Bild mit hoher Auflösung gemacht. Anschließend werden die Risse mit einem Stift nachgezeichnet, um auch die kleinsten Risse auf dem Foto sichtbar zu machen. Die Ermittlung der Rissbreiten erfolgt mit einem Lineal. Die Verwendung einer Risslupe ist bei UHPC nur erschwert möglich, da die Risse durch die dunkle Farbe nur sehr schwer erkannt werden können.

Andere Auswertungsmethoden, wie sie z.B. in Trondheim oder Innsbruck (siehe Abbildung 57) angewendet wurden, können bei Proben mit UHPC andere Ergebnisse liefern. Diese Vorgangsweise funktioniert sehr gut, wenn bei den Proben wenige, große, radial verlaufende Risse vorhanden sind. Bei Proben aus UHPC und speziell bei hohem Fasergehalt werden die Risse immer willkürlicher und kürzer, so dass diese Risse die Messkreise selten oder nie kreuzen (vergleiche Abbildung 78).

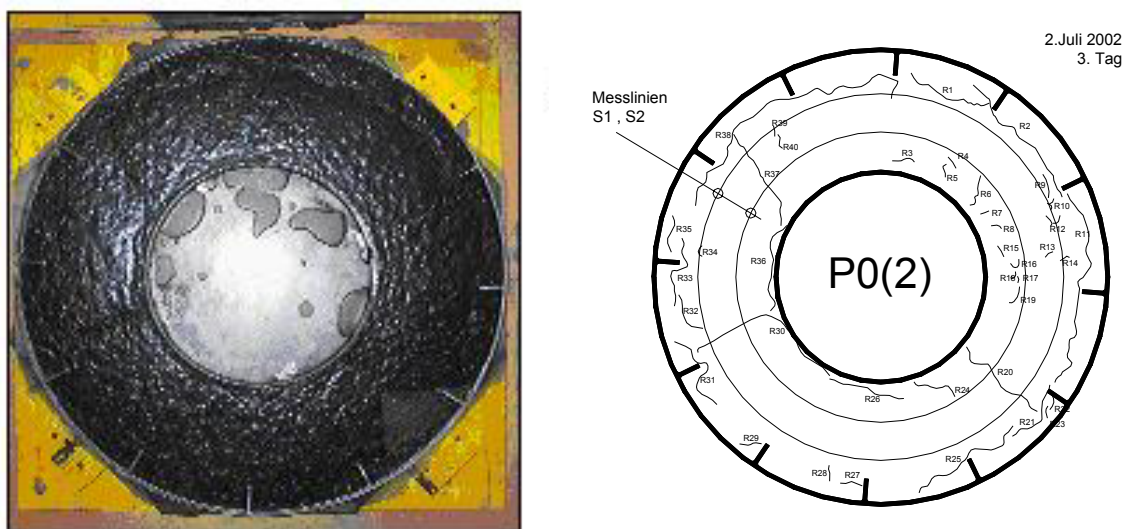


Abbildung 78: Probe P 0(2) ohne PP-Fasern

Die exakte Rissbreite von jedem einzelnen Riss zu ermitteln, ist sehr aufwendig. Es wurde versucht jeden Riss mit einem Faktor zu bewerten. Für diesen Faktor ist in erster Linie die maximale Rissbreite verantwortlich.

Wenn jedoch ein langer Riss nur zu Beginn sehr breit ist, dann aber auf seiner überwiegenden Länge wieder sehr schmal wird, ist nicht der gesamte Riss mit der maximalen Rissbreite „bewertet“, sondern abschnittsweise entsprechend der Breite.

Die Risse werden also entweder aufgeteilt oder mit einer mittleren Rissbreite beaufschlagt. Jeder Riss wird mit seiner bewerteten Rissbreite beschriftet und noch einmal fotografiert.

Dieses Foto wird zur Auswertung in ein CAD-Programm eingelesen. Die einzelnen Risse sind durchgehend zu nummerieren (R1, R2, R3 usw.) und im CAD-Programm nachzuzeichnen. Das Programm liefert dann die genauen digitalen Längen der einzelnen Risse.

Die Längen werden deshalb in mm - Genauigkeit angegeben, um jeden ausgewerteten Riss eindeutig wieder finden und kontrollieren zu können. Anschließend wird für jede Probe die Bezeichnung sowie Länge und Breite der Risse aufgelistet.

Es wurden verschiedene Auswertungsmethoden getestet. Alle lieferten ungefähr dasselbe Ergebnis und somit wurde die simpelste und schnellste Methode gewählt: Durch einfaches multiplizieren von Länge mal Breite und anschließendes aufsummieren, errechnet man sich die „Rissfläche“ (bewertete Risslänge), welche dann untereinander verglichen wird.

In der Richtlinie Faserbeton wird ausschließlich die Risslänge erfasst und ausgewertet. Darin wird angegeben:

Fünf Stunden nach Herstellung werden die Risse bezüglich Lage, Länge und Weite kartiert. Die Längen der festgestellten Risse werden aufaddiert, die Gesamtrisslänge des Vergleichsbetons wird mit 100 % angenommen. Die Gesamtrisslänge des faserverstärkten Betons wird diesem Wert gegenübergestellt und verglichen [8].

Wie wichtig es bei UHPC ist, die Risslängen durch die Rissbreiten zu bewerten, soll folgender Vergleich zeigen:

8.2.5 Vergleich Risslänge – bewertete Risslänge

Verglichen wird hier die Probe P 0 (3) (Abbildung 79) ohne Fasern und die Probe P 2 (1) (Abbildung 80) mit 2 kg/m³ PP-Faseranteil.

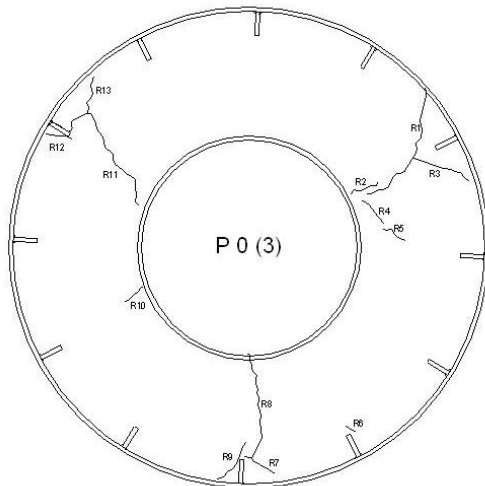


Abbildung 79: Probe P 0 (3) ohne Fasern

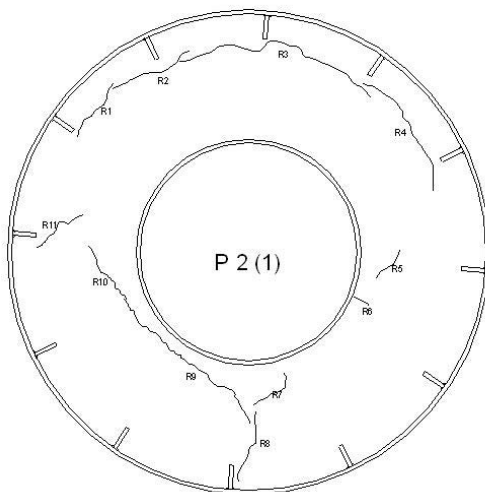


Abbildung 80: Probe P 2 (1) mit 2 kg/m³ PP-Fasern

Jeder Riss wurde mit Länge und Breite aufgelistet, die Multiplikation ergibt die Rissfläche bzw. die „bewertete Risslänge“.

Tabelle 22: Vergleich P 0 (3) – P 2 (1)

	Länge	Breite	l · b		Länge	Breite	l · b
	[mm]	[mm]	[mm ²]		[mm]	[mm]	[mm ²]
	P 0(3)				P 2(1)		
R1	173	1,0	173		83	0,2	17
R2	42	1,0	42		110	0,2	22
R3	77	0,7	54		273	0,3	82
R4	41	0,1	4		171	0,2	34
R5	34	0,1	3		48	0,1	5
R6	14	0,1	1		23	0,1	2
R7	35	0,2	7		64	0,1	6
R8	150	1,2	180		94	0,2	19
R9	61	0,2	12		238	0,3	71
R10	31	0,1	3		87	0,2	17
R11	208	1,7	354		78	0,1	8
R12	34	0,1	3				
R13	49	0,2	10				
Summe	949	0,52	847		1269	0,18	284
[%]	100		100		134		33

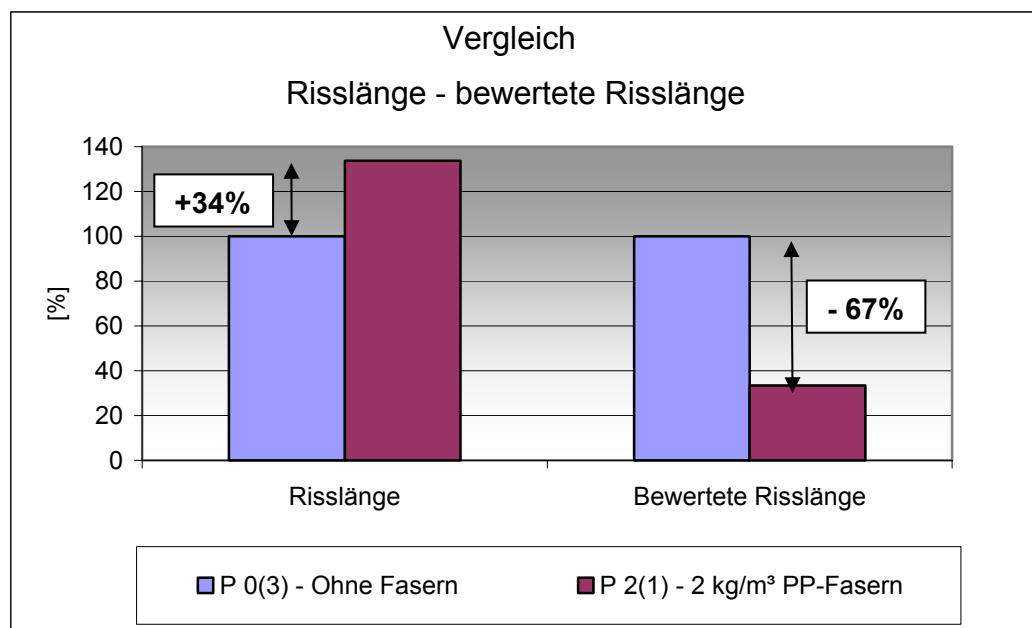


Abbildung 81: Vergleich Risslänge – bewertete Risslänge

Die Summe über die Risslängen würde ergeben (siehe Tabelle 22), dass der faserverstärkte Beton um 34 % mehr schwindet. Das entspricht jedoch nicht den tatsächlichen Umständen. Die Summe der bewerteten Risslängen zeigt ein anderes Ergebnis. Die Reduktion der Rissneigung beträgt 67 % (Abbildung 81). Dies entspricht auch den tatsächlichen Gegebenheiten.

8.2.6 Risstiefe

Die Risstiefe wurde nicht gesondert untersucht. Die Auswertung würde sich anhand der sehr vielen Risse als sehr aufwendig herausstellen. Es hat sich jedoch gezeigt, dass die Proben mit geringem PP-Fasergehalt durchreißen (siehe Abbildung 82).



Abbildung 82: Durchgerissene Probe P 0 (3) ohne PP-Fasern

Die Risstiefen der Proben mit 5 kg/m^3 PP-Fasergehalt reduzieren sich auf ungefähr 1 cm (siehe Abbildung 83).



Abbildung 83: Risstiefe der Probe P 5 (1) mit 5 kg/m^3 PP-Fasern

8.2.7 Rissbilder

Von einem typischen Rissbild kann gesprochen werden, wenn sich große **Radialrisse** ausbilden, in der Regel drei, die die Probe in „Tortenecken“ aufteilt. Diese Risse sind bis zu drei Millimeter breit. An diesen Stellen werden die meisten Spannungen abgebaut. Die einzelnen Teile selbst bleiben dabei rissfrei. Dieses Rissbild ist an Proben zu beobachten, die keine oder nur sehr wenig (max. $0,5 \text{ kg/m}^3$) Polypropylenfasern enthalten (siehe Abbildung 84).

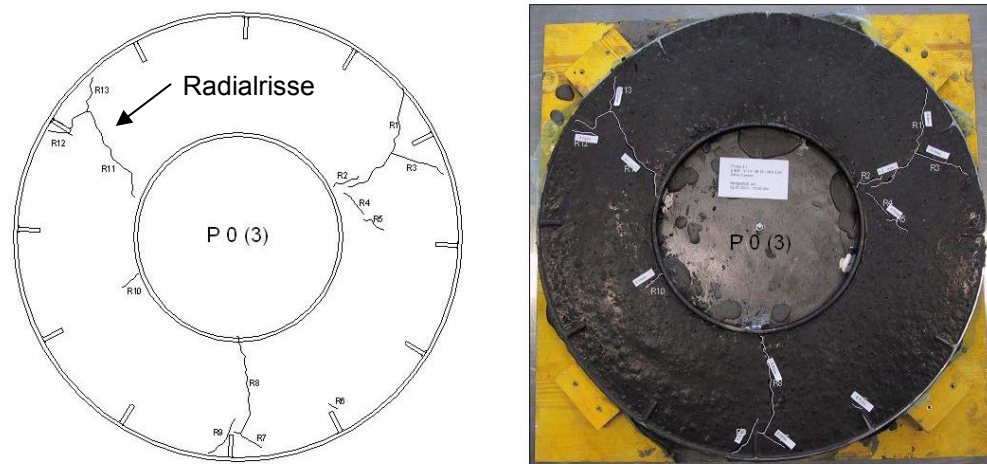


Abbildung 84: Typisches Rissbild einer Probe ohne PP-Fasern

Steigert man den Gehalt an Polypropylenfasern, werden die Risse kleiner und auch willkürlicher verteilt. Es ist zu beobachten, dass sich vermehrt **Tangentialrisse** ausbilden. Ein typisches Rissbild ist nicht mehr zu erkennen (siehe Abbildung 85).

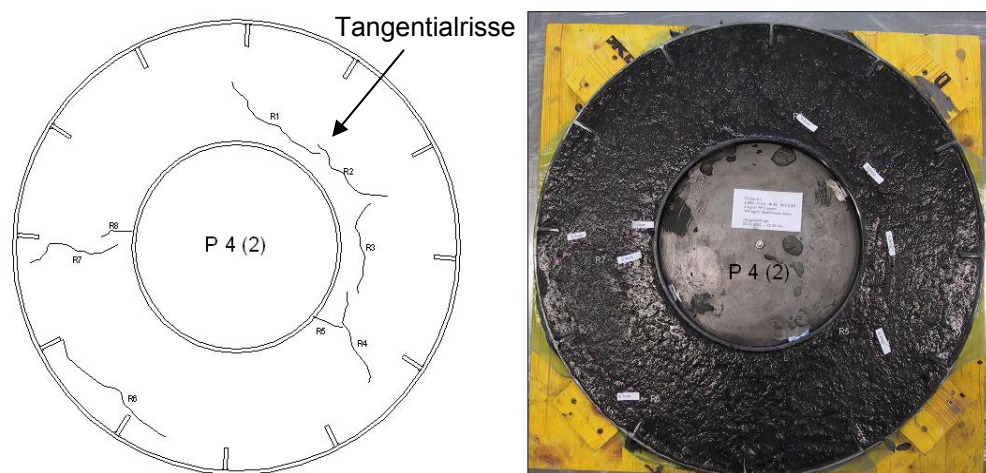


Abbildung 85: Rissbild einer Probe mit 4 kg/m^3 PP-Fasern

Die Grundidee bei diesem Ringversuch ist, dass sich der Beton am Außenring verankert und somit die Schwindverformung (Schwindvorgang) von innen nach außen vorgegeben ist. Diese Verankerung erfolgt durch so genannte Rissindikatoren, die gleich wie der Außenring nicht mit Schalöl eingelassen werden. Wird diese Verankerung überwunden, schwindet der Beton auch von außen nach innen (siehe Abbildung 86). Es entstehen dabei dennoch Risse, bei denen die ungünstigen geometrischen Randbedingungen abgeschwächt sind. Diese Rissbildung ist nicht vergleichbar mit korrekten Proben und daher unbrauchbar.

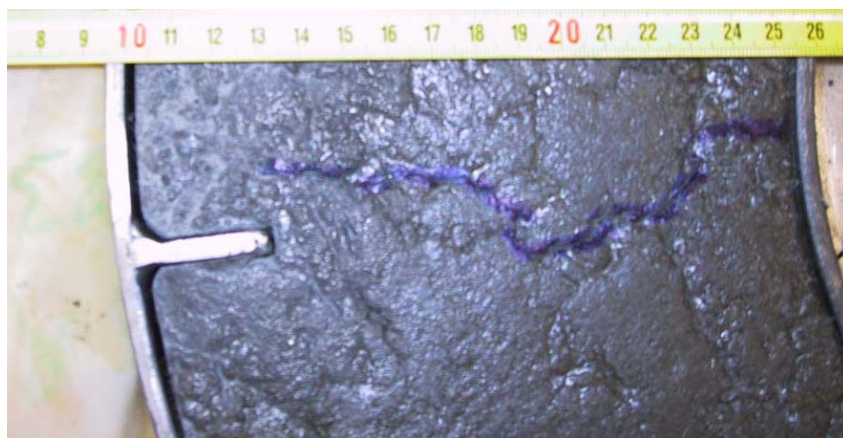


Abbildung 86: Unzureichende Verankerung des Betons am Außenring

Abbildung 87 zeigt eine Probe, die auf der Innenseite der Schalung keinen einzigen Riss aufweist. Es treten hauptsächlich Tangentialrisse auf, die einen schmalen Ring nahe der Innenseite abgetrennt haben. Das hat sich unter anderem auch dadurch bemerkbar gemacht, dass die Innenschalung fest eingeklemmt war.



Abbildung 87: Tangentialrisse führen zum Verkleben des Innenrings

8.2.8 Austrocknung

Die Proben sind im Windkanal einer sehr intensiven und raschen Austrocknung ausgesetzt. Jeder Riss bietet neue Angriffsflächen für den Luftstrom und die Austrocknung geht noch schneller voran (siehe Abbildung 88).



Abbildung 88: Probe P 0 (4) – max. Rissbreiten über 1 mm

Der oberste Bereich eines Risses zeigt eine starke Aufhellung (weiß bis hellgrau). Vermutlich wird hier, aufgrund des ungünstigen Klimas, die Hydratation frühzeitig gestoppt. Der Beton verdurstet und folglich liegt Zement ungebunden als Zuschlag in der Matrix. Sehr schön zeigt sich in Abbildung 89 die Schwindeinleitung von innen nach außen. Am Innenring hat sich der Riss früh gebildet und ist dann nach außen gewachsen. Das Verfärbungsband reicht von der Innenseite beinahe über den gesamten Querschnitt und verläuft zum Außenrand hin auslaufend.



Abbildung 89: Sehr stark ausgetrocknete obere Schicht (weißer Rand)

8.3 Versuchsreihe 1

Insgesamt wurden drei Versuchsreihen gestartet. Bei den ersten beiden Versuchsreihen wurde ein ultrahochfester Beton getestet. Die beiden Versuchsreihen unterscheiden sich durch ihren Zement- und Stahlfasergehalt. Der W/B-Wert sollte anfänglich nicht verändert werden. Dieser musste jedoch erhöht werden, da Proben mit höherem Polypropylenfasergehalt nicht mehr verarbeitbar waren.

Die dritte Versuchsreihe wurde an Normalbeton durchgeführt. Die in der „Richtlinie Faserbeton“ [8] angegebene Mischung (C40) wurde erfolgreich verwendet und damit zwei unterschiedlichen Polypropylenfasern getestet.

Die erste Versuchsreihe wurde im Juli 2002 begonnen.

Für den gewählten Versuchsaufbau mussten die Schwindringe von einem Schlosser³ angefertigt werden.

8.3.1 Mischungsentwurf Versuchsreihe 1

Der Zementgehalt wurde auf 800 kg/m³ festgelegt. Weiters wurden 100 kg/m³ Stahlfasern (6 mm) der Fa. Bekaert beigegeben. Der W/B-Wert lag bei 0,19 und als Hochleistungsverflüssiger wurde GLENIUM 51 verwendet.



Kunststofffaser	FIBRIN 23	FIBRIN 623
Grundmaterial	Polypropylen	
Herstellart	gesponnen und gezogen	
Form	runder Querschnitt, monofil, gewellt	
Durchmesser	18 µm	
Länge	12 mm	6 mm
Stückzahl pro kg	300 Mio	600 Mio
Spez. Oberfl./kg	ca. 230 m ²	
Zugfestigkeit	ca. 560 N/mm ²	
E-Modul	ca. 4200 N/mm ²	
Schmelzpunkt	160 °C	

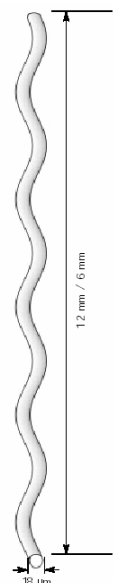


Abbildung 90: Verwendete Polypropylenfaser FIBRIN 623

³ Hierbei möchte ich mich bei Armin Burtscher, St. Gerold für die Herstellung der Schwindringe und die rasche Abwicklung bedanken.

Die verwendeten Kunststofffasern (siehe Abbildung 90) haben die Bezeichnung FIBRIN 623, bestehen aus 100 % Polypropylen und sind monofilament. Alle FIBRIN-Kunststofffasern sind mit einem speziellen Coating ummantelt, das die Verarbeitbarkeit verbessert, ein gleichmäßiges Durchmischen gewährleistet und im ausgehärteten Beton den Haftverbund zwischen Faser und Zementstein verbessert [43].

8.3.2 Probenbezeichnung

Es wurden 20 Ringprobekörper hergestellt. Die ersten vier dienten als Vorversuche.

Die Probenbezeichnung der ersten Versuchsreihe wurde so gewählt, dass die erste Zahl (1 bis 5) den Tag der Herstellung zeigte und die zweite Zahl (1 oder 2) den Unterschied zwischen den Proben mit und ohne Fasern bzw. Proben mit unterschiedlichem Fasergehalt darstellte. Von den vier Ringprobekörpern, die pro Tag hergestellt werden konnten, hatten jeweils zwei immer genau die gleiche Zusammensetzung aber auch die gleiche Bezeichnung (siehe Tabelle 23 Spalte „Alt“). Auf den Fotos der ersten Versuchsreihe ist diese alte Bezeichnung zu sehen. Damit es zu keiner Verwechslung kommt, wurde die Probenbezeichnung geändert.

Tabelle 23: Neue Probenbezeichnungen – Versuchsreihe 1

Alt	PP-Fasergehalt		Neu	
P 2.1	0,0	kg/m ³	P 0 (1)	P 0 (2)
P 3.1			P 0 (3)	P 0 (4)
P 2.2	1,0	kg/m ³	P 1 (1)	P 1 (2)
P 3.2	2,0	kg/m ³	P 2 (1)	P 2 (2)
P 4.1	3,0	kg/m ³	P 3 (1)	P 3 (2)
P 4.2	4,0	kg/m ³	P 4 (1)	P 4 (2)
P 5.1			P 4 (3)	P 4 (4)
P 5.2	5,0	kg/m ³	P 5 (1)	P 5 (2)

Zum besseren Verständnis und Lesbarkeit wurde diese Bezeichnung geändert. Aus der neuen Probenbezeichnung sollte sofort erkannt werden wie viel PP-Fasern verwendet wurde. Hierbei steht nun die erste Zahl (1 bis 5) für den PP-Fasergehalt in kg/m³ und die zweite Zahl (1 bis 4) nummeriert jeden einzelnen Ring, der hergestellt wurde.

Ein Beispiel eines Mischungsentwurfs ist in Tabelle 24 dargestellt.

Tabelle 24: Mischungsentwurf – Versuchsreihe 1

Bestandteile	Bezeichnung	G _{trocken}	Dichte	Volumen	G _{feucht}	Eigenfeuchte
		[kg]	[kg/m ³]	[m ³]	[kg]	[%]
Zuschlag 1	Quarz 0/1	1136,32	2650	0,429	1136,3	0,0
Zuschlag 2	Quarzmehl	40,00	2700	0,015	40,0	0,0
Summe	Zuschlag			0,444		
Zement (Z)	CEM I 42,5 R HS	800,00	3100	0,258	800,0	
Wasser (W)		192,00	1000	0,192	192,0	
Verflüssiger (FM)	Glenium 51	24,00	1100	0,022	24,0	
Stahlfasern l=6mm	Bekaert	100,00	7850	0,013	100,0	
Stahlfasern l=12mm	Bekaert	0,00	7850	0,000	0,0	
Polypropylenfasern	Fibrin 623	2,00	910	0,002	2,0	
Mikrosilica (SF)	Sillcoll P	160,00	2300	0,070	160,0	
Summe	Zusatz	1278,00		0,556	1278,0	
Summe		2454,32		1,000	2454,3	
Zusatzmittel:	Verflüssiger	[% der Z-masse]		3,00		
Zusatzstoffe:						k-Wert:
Flugasche nach EN 450		[% der Z-masse]		0,00		0,4
AHWZ nach B 3309	Quarzmehl	[% der Z-masse]		5,00		0,8
Silikastaub prEN 13263	Mikrosilica	[% der Z-masse]		20,00	11,00	2,0
Bindemittelgehalt:	Z + k * Zusatzst	1008	kg/m ³			
W/Z - Wert	0,240			blau	<- veränderbare Werte	
W/B - Wert	0,190					
Probenvolumen [m³]		0,00910				
Bestandteile	Bezeichnung	G	Einwaage	Mischung		Masse
		[g]	[g]	[dm ³]	[kg/m ³]	[%]
Zuschlag 1	Quarz 0/1	10340,53	10341	3,902	1136,4	46,30
Zuschlag 2	Quarzmehl	364,00	364	0,135	40,0	1,63
Zement	PZ 375 HS	7280,00	7280	2,348	800,0	32,60
Wasser		1747,20	1747	1,747	192,0	7,82
Verflüssiger	Glenium 51	218,40	218	0,199	24,0	0,98
Stahlfasern l=6mm	Bekaert	910,00	910	0,116	100,0	4,07
PP - Fasern	Fibrin 623	18,20	18	0,020	2,0	0,08
Mikrosilica	Sillcoll P	1456,00	1456	0,633	160,0	6,52
Summe		22334,3	22334	9,1		100,0
Probenbezeichnung:	P 2 - Z 800 - V 3 - M 20 - W/Z 0,24					
Materialbeschreibung:	UHPC mit 2 kg/m ³ PP-Fasern					
durchgeführt von:	Nicol Jenny					
Datum:	1. Juli 2002					

8.3.3 Langzeitschwindversuch - Probe P0(5) ohne PP-Fasern

Um die Herstellung des Probekörpers und Handhabung der Messeinrichtung zu testen, wurde bei der letzten Mischung (P 5) ein Prismenkörper 40/40/160 mm ohne Fasern (die Entnahme war vor der Faserzugabe) mit den geeigneten Messzapfen hergestellt.

Die Lagerung erfolgte im Labor des Instituts an der Luft. Die Probe wurde vor direkter Sonnenbestrahlung geschützt, war jedoch über den Sommer den Temperaturen von 20 – 25 °C ausgesetzt. Es wurden keine Aufzeichnungen über Längenänderung und Masseverlust an den in der ÖNORM EN 12617-4 festgelegten Zeitpunkten gemacht. Lediglich ein Endzustand nach 110 Tagen konnte gemessen werden. Das berechnete lineare Schwindmaß bestätigt jedoch das Ergebnis der 2. Versuchsreihe (siehe Tabelle 28 auf der Seite 146).

Tabelle 25: Langzeitschwindversuch – Probe P 0 (5)

Diplomarbeit					
Nicol Jenny					
Langzeitschwindversuch					
nach ÖNORM EN 12617-4,					
Ausgabe Juli 1998, Teil 3, Bestimmung des Schwindens und Quellens					
Prüfkörper:			Prisma 40/40/160 mm		
Probenbezeichnung:			P0(2) - ohne PP-Fasern		
Mischung:			Z 800 V 2,0 M 20 W/Z 0.24		
Datum Herstellung:		4.7.2002	12:30 Uhr		
Datum Ausschalen:		5.7.2002	9:00 Uhr		
Probenabmessung:			39,8 / 39,5 / 159,2		
Gewicht:			572,0		
Kalibrierstab aus Holz:					
Messvorrichtung eingestellt auf:			0,000 mm		
Pfeilrichtung beachten!					
Normlaborklima:					
	Datum	Längenänderung		Masseverlust	
		[mm]	[mm]	[g]	[g]
Erstmessung	5.7.2002	3,563			
110. Tag	22.10.2002	3,662	0,099		
	Summe		0,099		
Berechnetes lineares Schwindmaß:			0,062 %		

Das Schwindmaß $\epsilon_{cs} = 0,062 \%$ entspricht einer Längenänderung von 0,62 mm/m.

8.4 Versuchsreihe 2

Die zweite Versuchsreihe wurde im Oktober 2002 begonnen. Die Erfahrungen aus der ersten Versuchsreihe konnten in den Versuchsablauf einfließen.

8.4.1 Mischungsentwurf

Der Zementgehalt war hier 700 kg/m^3 . Bei dieser Versuchsreihe wurden keine Stahlfasern verwendet. Der Polypropylenfasergehalt (FIBRIN 623) variierte zwischen null und vier kg/m^3 . Der W/B-Wert wurde auf 0,22 erhöht, da die Mischungen aus der ersten Versuchsreihe bei erhöhtem Polypropylenfasergehalt nicht mehr ausreichend verarbeitbar waren.

Als Hochleistungsverflüssiger wurde bei der zweiten Versuchsreihe GLENIUM 115 verwendet.

Ein Beispiel eines Mischungsentwurfs ist in Tabelle 27 angegeben.

8.4.2 Probenbezeichnung

Es wurden 11 Ringkörper hergestellt. Die ersten zwei dienten als Vorversuche, da der W/B-Wert verändert wurde. 9 Ringkörper wurden für die Auswertung herangezogen.

Die Probenbezeichnung der zweiten Versuchsreihe wurde wieder so gewählt, dass die erste Zahl (1 bis 4) den PP-Fasergehalt in kg/m^3 angibt und die zweite Zahl (1 bis 2) jeden einzelnen Ring der gleichen Mischung nummeriert.

Tabelle 26: Probenbezeichnungen – Versuchsreihe 2

PP-Fasergehalt		Probenbezeichnung	
0,0	kg/m^3	P 0 (1)	P 0 (2)
		P 0 (3)	
1,0	kg/m^3	P 1 (1)	P 1 (2)
2,0	kg/m^3	P 2 (1)	P 2 (2)
3,0	kg/m^3	P 3 (1)	P 3 (2)
4,0	kg/m^3	P 4 (1)	P 4 (2)

Tabelle 27: Mischungsentwurf – Versuchsreihe 2

Bestandteile	Bezeichnung	G _{trocken}	Dichte	Volumen	G _{feucht}	Eigenfeuchte
		[kg]	[kg/m ³]	[m ³]	[kg]	[%]
Zuschlag 1	Quarz 0/1	1254,85	2650	0,474	1254,8	0,0
Zuschlag 2	Quarzmehl	35,00	2700	0,013	35,0	0,0
Summe	Zuschlag			0,486		
Zement (Z)	CEM I 42,5 HS	700,00	3100	0,226	700,0	
Wasser (W)		196,00	1000	0,196	196,0	
Verflüssiger (FM)	Glenium 115	31,50	1100	0,029	31,5	
Stahlfasern l=6mm	Bekaert	0,00	7850	0,000	0,0	
Stahlfasern l=12mm	Bekaert	0,00	7850	0,000	0,0	
Polypropylenfasern	Fibrin 623	2,00	910	0,002	2,0	
Mikrosilica (SF)	Sillcoll P	140,00	2300	0,061	140,0	
Summe	Zusatz	1069,50		0,514	1069,5	
Summe		2359,35		1,000	2359,3	
Zusatzmittel:	Verflüssiger	[% der Z-masse]		4,50		
Zusatzstoffe:						k-Wert:
Flugasche nach EN 450		[% der Z-masse]		0,00		0,4
AHWZ nach B 3309	Quarzmehl	[% der Z-masse]		5,00		0,8
Silikastaub prEN 13263	Mikrosilica	[% der Z-masse]		20,00	11,00	2,0
Bindemittelgehalt:	Z + k * Zusatzst	882	kg/m ³			
W/Z - Wert	0,280			blau	<- veränderbare Werte	
W/B - Wert	0,222					
Probenvolumen [m ³]		0,00910				
Bestandteile	Bezeichnung	G	Einwaage	Mischung	Masse	
		[g]	[g]	[m ³]	[kg/m ³]	[%]
Zuschlag 1	Quarz 0/1	11419,10	11419	4,309	1254,8	784,27
Zuschlag 2	Quarzmehl	318,50	319	0,118	35,1	21,91
Zement	PZ 375 HS	6370,00	6370	2,055	700,0	437,50
Wasser		1783,60	1784	1,784	196,0	122,53
Verflüssiger	Glenium 115	286,65	287	0,261	31,5	19,71
PP - Fasern	Fibrin 623	18,20	18	0,020	2,0	1,24
Mikrosilica	Sillcoll P	1274,00	1274	0,554	140,0	87,50
Summe		21470,1	21470	9,10		1474,7
Probenbezeichnung:	P 2 - Z 700 - V 4,5 - M 20 - W/Z 0,28					
Materialbeschreibung:	UHPC mit 2 kg/m ³ PP-Fasern					
durchgeführt von:	Nicol Jenny					
Datum:	23. Oktober 2002					

8.4.3 Langzeitschwindversuch - Probe P0(2) ohne PP-Fasern

Bei zwei verschiedenen Mischungen wurden Prüfkörper für Langzeitschwindversuche nach ÖNORM EN 12617-4, Ausgabe Juli 1998, Teil 3, hergestellt. Bei den Mischungen handelt es sich um den Mischungsentwurf nach Tabelle 27 mit den Bezeichnungen P 0 (2), für eine Probe ohne PP-Fasern und P 4, für eine Probe mit 4 kg/m^3 PP-Fasern. Die Messvorrichtung wird in einem genügend großem Raum aufgestellt und ist vor direkter Sonneneinstrahlung geschützt worden. Die Messeinrichtung wird so eingestellt, dass der Kalibrierungsstab 0,000 mm anzeigt (siehe Abbildung 91).



Abbildung 91: Kalibrierungsstab, Nullmessung

Beim Ablesen eines Messwertes ist immer auf die Pfeilrichtung zu achten (siehe Abbildung 92), sowohl bei der Probe als auch beim Kalibrierungsstab.



Abbildung 92: Langzeitschwindmessung

Die Messung erfolgt nach 1, 3, 7, 28 und 56 Tagen. Dabei ist darauf zu achten, dass der Kalibrierungsstab immer 0,000 mm anzeigt, ansonsten ist die Differenz bei der Berechnung des Schwindmaßes zu berücksichtigen.

Das Messprotokoll für den Langzeitschwindversuche der Probe P 0(2) ist in Tabelle 28 dargestellt. Gemessen wurden die lineare Schwindverkürzung und der Masseverlust.

Tabelle 28: Langzeitschwindversuch – Probe P 0(2) ohne PP-Fasern

Diplomarbeit					
Nicol Jenny					
Langzeitschwindversuch					
nach ÖNORM EN 12617-4,					
Ausgabe Juli 1998, Teil 3, Bestimmung des Schwindens und Quellens					
Prüfkörper:		Prisma 40/40/160 mm			
Probenbezeichnung:		P0(2) - ohne PP-Fasern			
Mischung:		Z 700 V 4,5 M 20 W/Z 0.28			
Datum Herstellung:		22.10.2002	12:00 Uhr		
Datum Ausschalen:		23.10.2002	12:00 Uhr		
Probenabmessung:		39,9 / 39,1 / 159,8			
Gewicht:		558 g			
Kalibrierstab aus Holz:					
Messvorrichtung eingestellt auf:		0,000 mm			
Pfeilrichtung beachten!					
Normlaborklima:					
Temperatur:		21 +/- 2 °C			
Luftfeuchtigkeit:		60 +/- 10 %			
	Datum	Längenänderung		Masseverlust	
		[mm]	[mm]	[g]	[g]
Erstmessung	23.10.02	2,388		564,0	
7. Tag	29.10.02	2,412	0,024	558,0	6,0
24. Tag	15.11.02	2,451	0,039	556,5	1,5
28. Tag	19.11.02	2,454	0,003	556,5	0,0
38. Tag	29.11.02	2,466	0,012	556,0	0,5
85. Tag	15.01.03	2,484	0,018	554,0	2,0
	Summe		0,096		10,0
Berechnetes lineares Schwindmaß:		0,060 %			

Das Schwindmaß $\epsilon_{cs} = 0,060 \%$ entspricht einer Längenänderung von 0,6 mm/m.

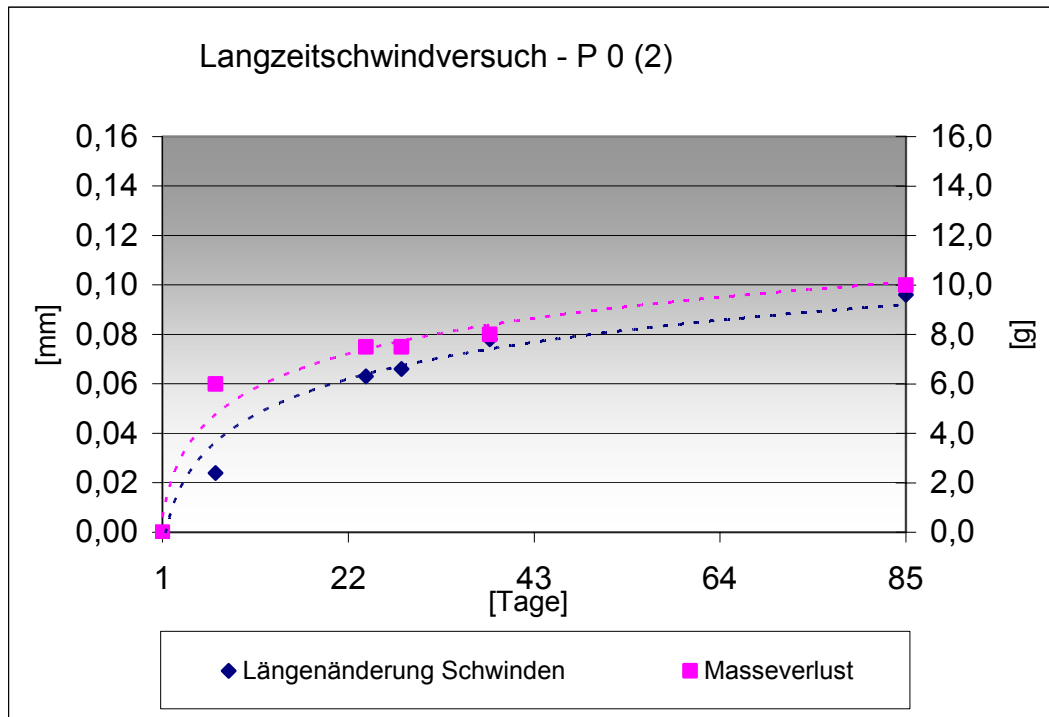


Abbildung 93: Langzeitschwindversuch – Probe P 0(2) ohne PP-Fasern

Aus Abbildung 93 lässt sich ein Abklingen der gemessenen Schwindverkürzung erkennen. Gemessen wurde die gesamte Schwindverformung, d.h. sowohl das Trocknungsschwinden als auch das autogenes Schwinden, da die Probe nicht konserviert gelagert wurde.

Bei Normalbeton wird ein maximales Schwindmaß, je nach Festigkeit von 0,02 % bis max. 0,04 % angegeben. Mit dem gemessenen Schwindmaß von 0,06 % bestätigt sich die anfängliche Annahme, dass Ultrahochfester Beton ein deutlich größeres Schwindmaß aufweist.

Berechnet man sich das theoretische Schwindmaß nach DIN 1045 (siehe 5.5) so bekommt man folgende Werte:

Die DIN 1045 berücksichtigt hochfeste Betone bis zu einer maximalen Festigkeit von 120 N/mm²:

Anteil autogenes Schwinden nach Abbildung 37:	0,022 %
Anteil Trocknungsschwinden nach Abbildung 38:	<u>0,032 %</u>
Summe:	0,054 %

Auch dieser errechnete Wert bestätigt die Versuchsergebnis.

8.4.4 Langzeitschwindversuch - Probe P4 mit 4 kg/m³ PP-Fasern

Die Messungen dieses Langzeitschwindversuches wurden zeitgleich mit der Probe P 0(2) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 29 angeführt. Gemessen wurden die lineare Schwindverkürzung und der Masseverlust.

Tabelle 29: Langzeitschwindversuch – Probe P 4 mit 4 kg/m³ PP-Fasern

Diplomarbeit					
Nicol Jenny					
Langzeitschwindversuch					
nach ÖNORM EN 12617-4,					
Ausgabe Juli 1998, Teil 3, Bestimmung des Schwindens und Quellens					
Prüfkörper:	Prisma 40/40/160 mm				
Probenbezeichnung:	P4 - 4 kg/m ³ PP-Fasern				
Mischung:	Z 700 V 4,5 M 20 W/Z 0.28				
Datum Herstellung:	28.10.2002	10:40 Uhr			
Datum Ausschalen:	29.10.2002	9:00 Uhr			
Probenabmessung:	39,8 / 39,2 /		159,9		
Gewicht:	572 g				
Kalibrierstab aus Holz:					
Messvorrichtung eingestellt auf:	0,000 mm				
Pfeilrichtung beachten!					
Normlaborklima:					
Temperatur:	21 +/- 2 °C				
Luftfeuchtigkeit:	60 +/- 10 %				
	Datum	Längenänderung		Masseverlust	
		[mm]	[mm]	[g]	[g]
Erstmessung	29.10.02	2,367		572,0	
18. Tag	15.11.02	2,468	0,101	560,0	12,0
22. Tag	19.11.02	2,477	0,009	560,0	0,0
32. Tag	29.11.02	2,482	0,005	559,5	0,5
79. Tag	15.01.03	2,501	0,019	557,0	2,5
	Summe		0,134		15,0
Berechnetes lineares Schwindmaß:			0,084 %		

Das Schwindmaß $\epsilon_{cs} = 0,084 \%$ entspricht einer Längenänderung von 0,84 mm/m.

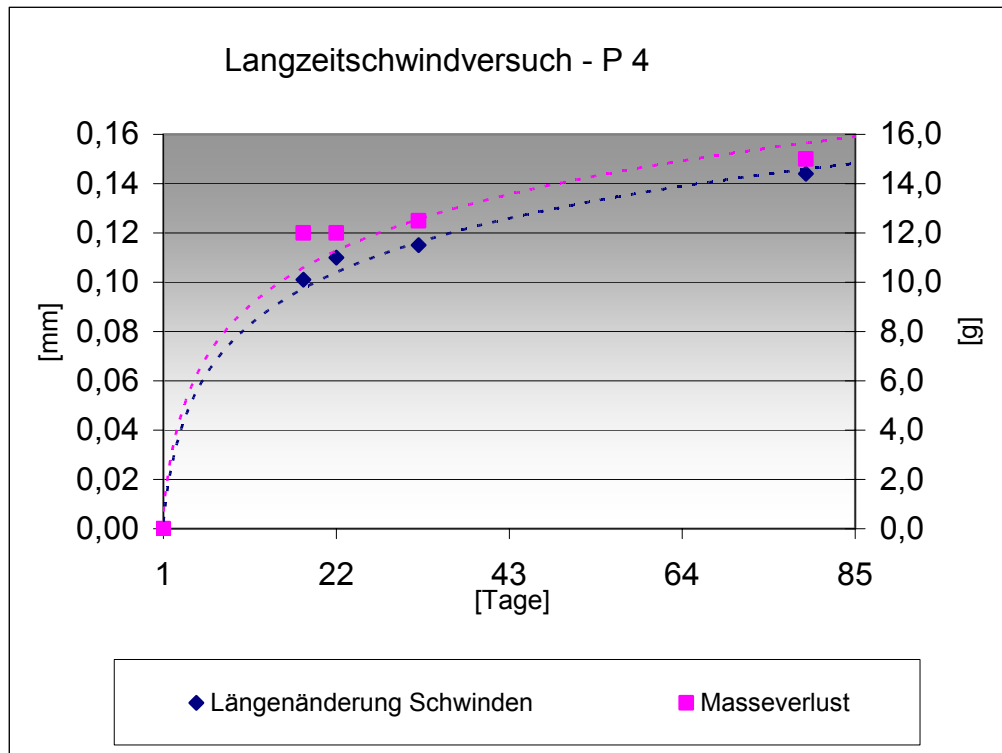


Abbildung 94: Langzeitschwindversuch – P 4 mit 4 kg/m³ PP-Fasern

In Abbildung 94 ist der zeitliche Verlauf der Schwindverkürzung dargestellt. Das Ergebnis zeigt ein überraschend höheres Schwindmaß für die faserverstärkte Probe. Es wurde hier jeweils nur ein Prisma für einen Langzeitschwindversuch hergestellt. Mehrere solche Versuche wären notwendig, um eine sichere Aussagen über dieses Verhalten treffen zu können.

Sicher ist jedoch, dass Ultrahochfester Beton aufgrund seiner feinen und feinsten Zuschläge und der sehr großen spezifischen Oberfläche ein weit größeres Schwindmaß hat als herkömmlicher Normalbeton.

9 Versuchsergebnisse

Hier werden nur die Ergebnisse der ersten und zweiten Versuchsreihe dokumentiert, da diese Versuchsreihen direkt vergleichbar sind.

9.1 Ausbreitmaß

Wie man aus Abbildung 95 sieht ist das Ausbreitmaß der ersten Versuchsreihe etwa um den Faktor 1,5 größer, obwohl der W/B-Wert geringer ist.

Gründe dafür sind:

- Höhere Menge an Bindemittelleimgehalt: Zementgehalt von 800 kg/m^3 im Vergleich zu 700 kg/m^3 .
- Stahlfasern: kurze Stahlfasern (6 mm) können das Ausbreitmaß nachweislich vergrößern.

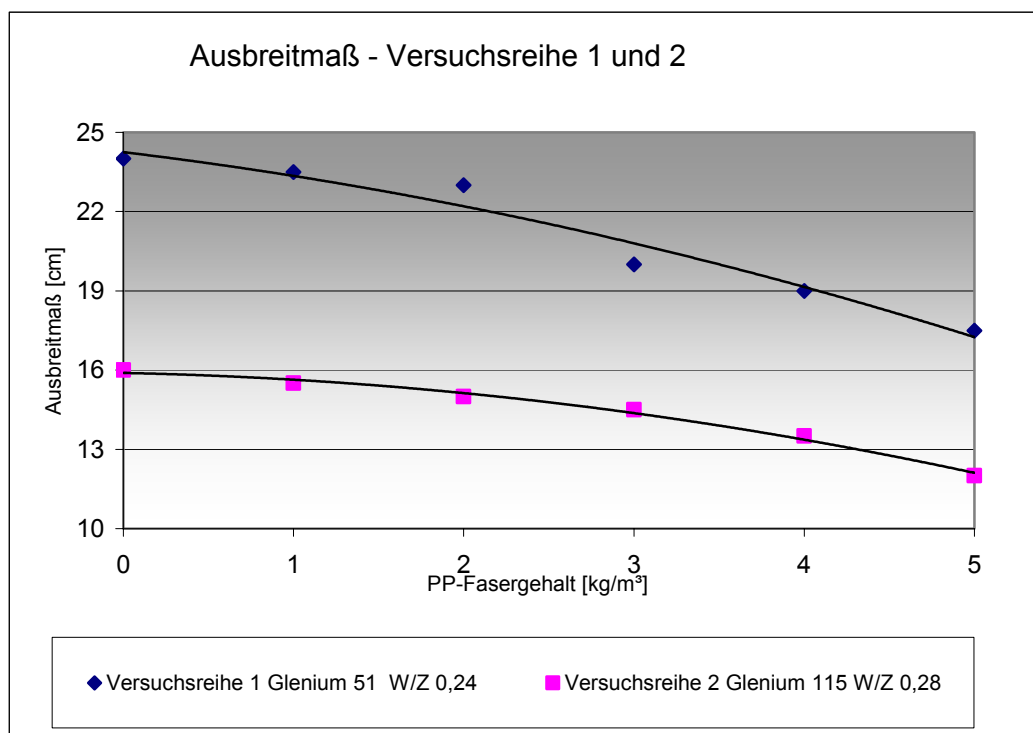


Abbildung 95: Vergleich Ausbreitmaß

9.2 Gewichtsverlust nach 20 Stunden

In der Abbildung 96 ist deutlich der positive Effekt der Polypropylenfasern zu erkennen. Je mehr PP-Fasern verwendet werden, desto höher ist der Wasseranspruch der Mischung und je mehr Wasser kann physikalisch gebunden werden. Dadurch kann weniger Wasser verdunsten und es steht mehr Wasser für die spätere Hydratation zur Verfügung.

Wieso der Gewichtsverlust der Versuchsreihe 1 um so viel höher ist, ist nicht ganz geklärt. Mögliche Gründe könnten sein:

- Höhere Lufttemperatur im Juli (Versuchsreihe 1).
- Stahlfasern, an denen Wasser beim Mischen haftet, es aber schnell wieder abgeben werden kann (Versuchsreihe 1).
- Der W/B-Wert würde einen umgekehrten Verlauf erwarten lassen.

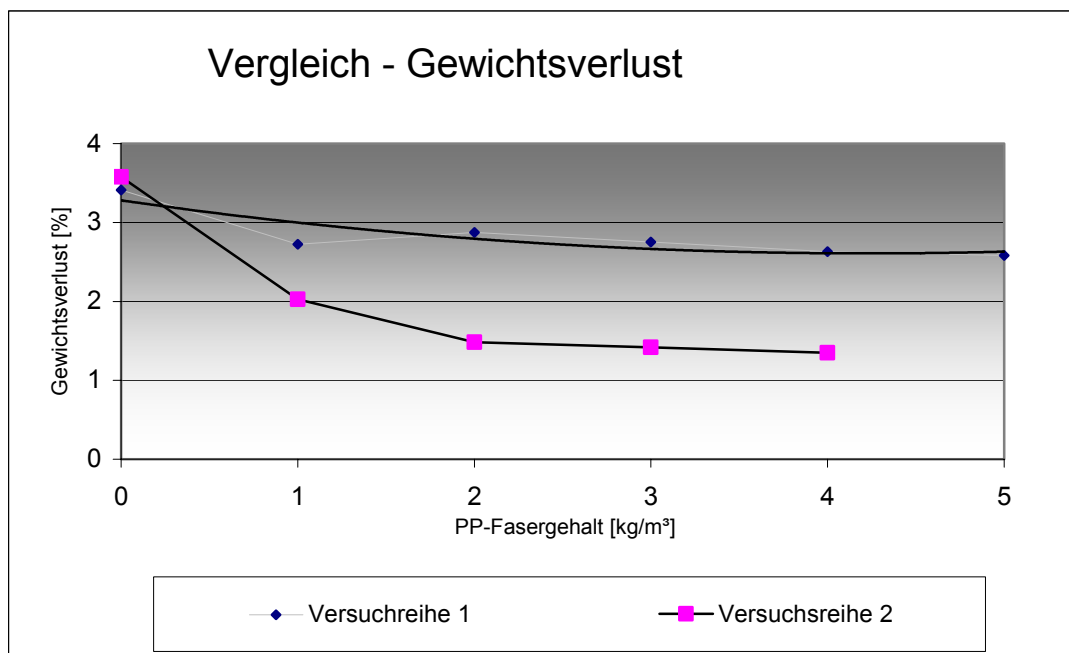


Abbildung 96: Vergleich Gewichtsverlust

9.3 Auswertung Versuchsreihe 1

Als Beispiel ist die Probe P 0(1) und P 0(2) angeführt. Es handelt sich um einen ultrahochfesten Beton ohne PP-Faserzusatz. Diese beiden Proben wurden zur gleichen Zeit hergestellt und unter gleichen Bedingungen im Windkanal gelagert. Dennoch gibt es große Unterschiede in der Rissanzahl und Länge.

Tabelle 30: Auswertung Probe P 0(1) und P 0(2) – Versuchsreihe 1

3. Tag:	Versuchsreihe 1			02.Jul.02		
Z 800 - V 3,0 - M 20 - W/Z 0,24						
Ohne Fasern						
	Länge	Breite	l · b	Länge	Breite	l · b
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]
	P 0 (1)			P 0 (2)		
R1	38	0,1	3,8	122	0,3	36,6
R2	210	0,5	105	200	0,4	80
R3	127	0,5	63,5	31	0,1	3,1
R4	34	0,1	3,4	18	0,1	1,8
R5	87	0,2	17,4	20	0,1	2
R6	113	0,2	22,6	48	0,2	9,6
R7	106	0,2	21,2	12	0,1	1,2
R8	16	0,1	1,6	15	0,1	1,5
R9	25	0,1	2,5	32	0,2	6,4
R10	163	0,8	130,4	22	0,1	2,2
R11	21	0,6	12,6	285	0,3	85,5
R12	51	0,3	15,3	43	0,1	4,3
R13	129	0,2	25,8	13	0,1	1,3
R14	38	0,2	7,6	14	0,1	1,4
R15	49	0,2	9,8	16	0,1	1,6
R16	41	0,1	4,1	22	0,1	2,2
R17	75	0,5	37,5	9	0,1	0,9
R18	129	0,4	51,6	17	0,2	3,4
R19	43	0,2	8,6	28	0,3	8,4
R20	57	0,1	5,7	140	0,3	42
R21	177	0,2	35,4	94	0,1	9,4
R22	58	0,5	29	21	0,1	2,1
R23	24	0,2	4,8	16	0,1	1,6
R24				65	0,3	19,5
R25				170	0,2	34
R26				103	0,2	20,6
R27				30	0,1	3
R28				21	0,2	4,2
R29				29	0,2	5,8
R30				268	0,3	80,4
R31				131	0,3	39,3
R32				62	0,1	6,2
R33				109	0,2	21,8
R34				18	0,1	1,8
R35				52	0,3	15,6
R36				128	0,2	25,6
R37				143	0,2	28,6
R38				394	0,3	118,2
R39				14	0,1	1,4
R40				21	0,1	2,1
Summe	1811	0,34	619	2996	0,25	737

Werden die Risslängen durch ihre zugehörigen Rissbreiten bewertet, so erhält man ähnliche Werte (siehe Tabelle 30).

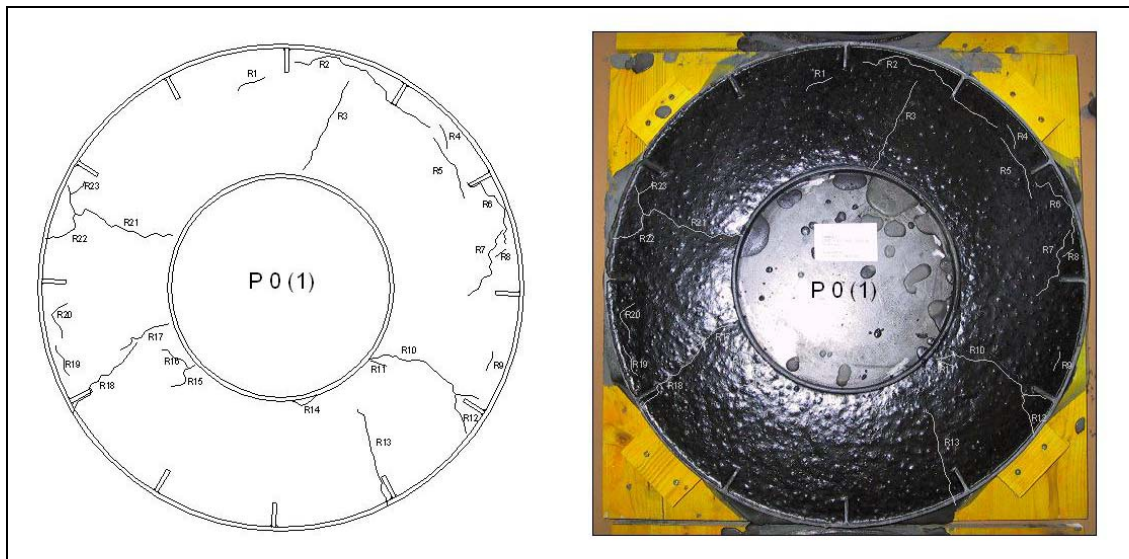


Abbildung 97: Probe P 0(1) – Versuchsreihe 1

Bei der Probe P 0(1) (Abbildung 97) öffnen sich mehrere radial verlaufende Risse, die sehr breit sind und einen großen Teil des inneren Zwanges abbauen. Neue Risse können dadurch gar nicht erst entstehen.

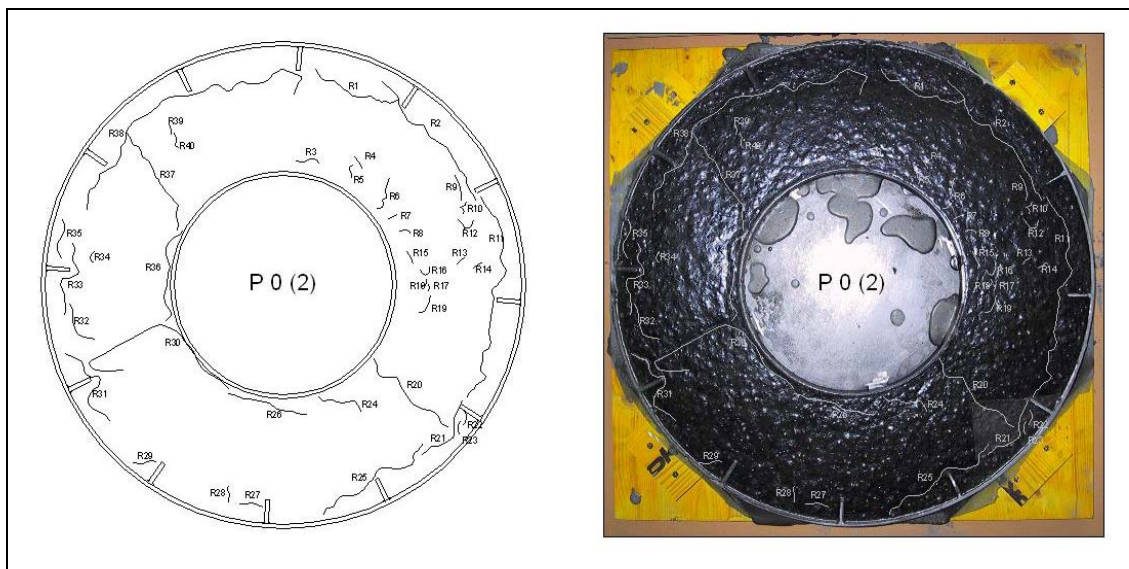


Abbildung 98: Probe P 0(2) – Versuchsreihe 1

Fehlen diese anfänglichen großen Risse, dann bleibt die Probe relativ lange kompakt. Der innere Zwang, der durch das Schwinden des Betons aufgebaut wird, entlädt sich schlussendlich durch viele kleine Risse, die ein sehr willkürliches Rissbild entwickeln (siehe Abbildung 98). Es treten dabei auch Tangentialrisse auf.

9.4 Auswertung Versuchsreihe 2

Diese Auswertung ist dieselbe wie bei Versuchsreihe 1.

Als Beispiel ist die Probe P 1(1) und P 1(2) angeführt. Es handelt sich bei dieser Probe um einen ultrahochfesten Beton mit 1 kg/m^3 PP-Faserzusatz.

Tabelle 31: Auswertung Probe P 1(1) und P 1(2) – Versuchsreihe 2

2.Tag	Versuchsreihe 2						22.Okt.02
Z 700 - V 4,5 - M 20 - W/Z 0,28							
1 kg/m ³ PP-Fasern							
	Länge	Breite	l · b	Länge	Breite	l · b	
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]	
	P 1 (1)			P 1 (2)			
R1	111	0,2	22,2	59	0,2	11,8	
R2	47	0,2	9,4	119	1,2	142,8	
R3	38	0,2	7,6	62	0,7	43,4	
R4	27	1,2	32,4	57	0,2	11,4	
R5	51	1,2	61,2	54	0,1	5,4	
R6	21	1	21	133	0,5	66,5	
R7	35	0,8	28	56	0,3	16,8	
R8	33	0,2	6,6	38	0,1	3,8	
R9	7	0,1	0,7	94	0,1	9,4	
R10	39	0,1	3,9	97	0,1	9,7	
R11	53	1	53	46	0,4	18,4	
R12	48	0,6	28,8	53	0,1	5,3	
R13	49	0,2	9,8	127	0,9	114,3	
R14	58	0,2	11,6	135	0,5	67,5	
R15	77	0,5	38,5	43	0,2	8,6	
R16	41	0,4	16,4	43	0,1	4,3	
R17	78	0,4	31,2	53	0,2	10,6	
R18	24	0,4	9,6	40	0,1	4	
R19	89	0,5	44,5	150	1,2	180	
R20	39	0,2	7,8	71	0,1	7,1	
R21	44	0,4	17,6	19	0,1	1,9	
R22	117	0,4	46,8	23	0,1	2,3	
R23	49	0,1	4,9	35	0,2	7	
R24	50	0,1	5	67	0,1	6,7	
R25	41	0,1	4,1	30	0,8	24	
R26	51	1	51	48	0,8	38,4	
R27	59	0,4	23,6	45	0,1	4,5	
R28	81	0,7	56,7	17	0,1	1,7	
R29	83	0,5	41,5	25	0,1	2,5	
R30	45	0,1	4,5	75	1,2	90	
R31	107	0,3	32,1				
R32	47	0,3	14,1				
R33	99	0,3	29,7				
R34	94	0,3	28,2				
R35	61	0,1	6,1				
R36	82	1	82				
R37	16	1	16				
R38	38	0,1	3,8				
R39	14	0,1	1,4				
R40	48	0,1	4,8				
Summe	2191	0,42	918,1	1914	0,48	920,1	

Die bewerteten Risslängen zeigen beinahe dieselben Werte (siehe Tabelle 31). Diese beiden Proben wurden zur gleichen Zeit hergestellt und unter gleichen Bedingungen im Windkanal gelagert (siehe Abbildung 99 und Abbildung 100).

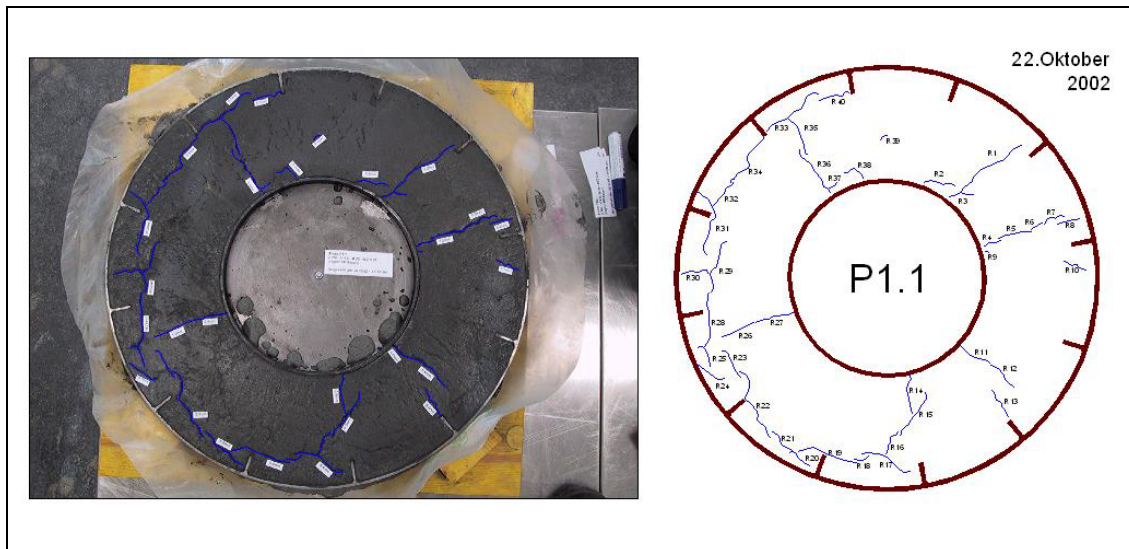


Abbildung 99: Probe P 1(1) – Versuchsreihe 2

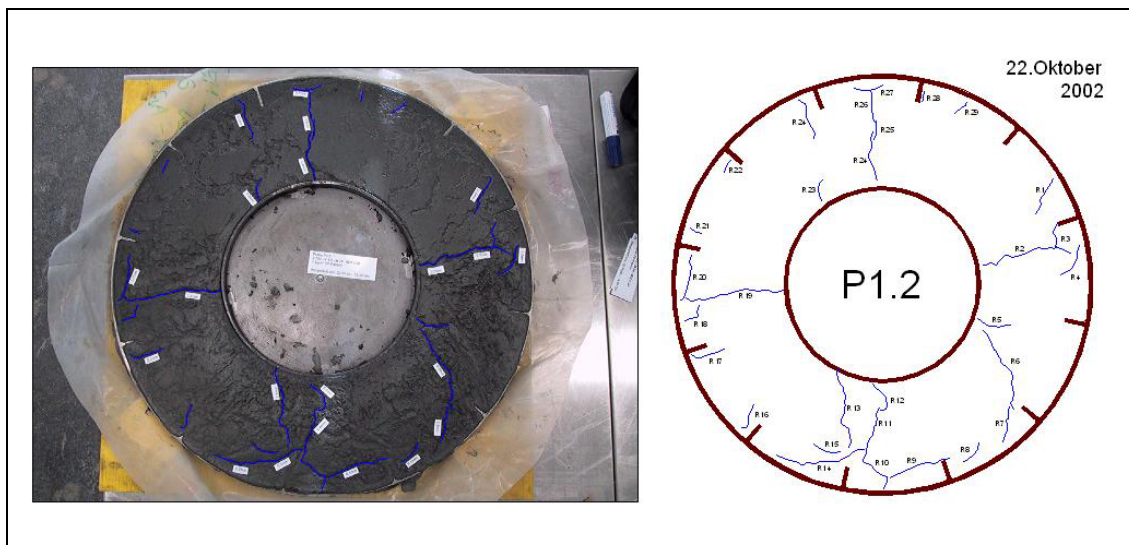


Abbildung 100: Probe P 1 (2) – Versuchsreihe 2

Beide Proben zeigen ein ähnliches Rissbild. Es haben sich bei beiden radiale Risse mit relativ großen Rissbreiten geöffnet.

9.5 Vergleich von Versuchsreihe 1 und 2

Für die erste Versuchsreihe wurden insgesamt 16 Schwindringe ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 32 zusammengefasst.

Blau gekennzeichnet ist die Beispielauswertung der Versuchsreihe 1 nach 9.3.

Tabelle 32: Zusammenfassung – Versuchsreihe 1

Zusammenfassung - Versuchsreihe 1					
	Länge	Breite	l · b	PP-Fasern	Mittelwert
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kg/m ³]	l · b
P 0 (1)	1811	0,34	619	0,0	706
P 0 (2)	2996	0,25	737		
P 0 (3)	949	0,89	847		
P 0 (4)	1318	0,47	620		
P 1 (1)	1376	0,26	354	1,0	371
P 1 (2)	1285	0,30	388		
P 2 (1)	1269	0,22	284	2,0	255
P 2 (2)	1430	0,16	226		
P 3 (1)	629	0,26	161	3,0	163
P 3 (2)	891	0,18	165		
P 4 (1)	468	0,25	118	4,0	143
P 4 (2)	980	0,18	177		
P 4 (3)	484	0,27	131		
P 4 (4)	473	0,31	146		
P 5 (1)	457	0,14	65	5,0	75
P 5 (2)	454	0,19	84		

Für die zweite Versuchsreihe wurden insgesamt 10 Schwindringe ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 33 zusammengefasst.

Blau gekennzeichnet ist die Beispielauswertung der Versuchsreihe 2 nach 9.4.

Tabelle 33: Zusammenfassung – Versuchsreihe 2

Zusammenfassung - Versuchsreihe 2					
	Länge	Breite	l · b	PP-Fasern	Mittelwert
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kg/m ³]	l · b
P 0 (3)	2205	0,65	1431	0,0	1463
P 0 (4)	2278	0,66	1495		
P 1 (1)	2191	0,42	918	1,0	919
P 1 (2)	1914	0,48	920		
P 2 (1)	1650	0,44	725	2,0	589
P 2 (2)	1520	0,30	453		
P 3 (1)	950	0,43	410	3,0	474
P 3 (2)	1662	0,32	537		
P 4 (1)	1304	0,27	357	4,0	391
P 4 (2)	1218	0,35	426		

In Abbildung 101 ist die positive Auswirkung von Polypropylenfasern anhand zweier Rissbilder mit unterschiedlichem Fasergehalt (0 und 5 kg/m³) dargestellt.

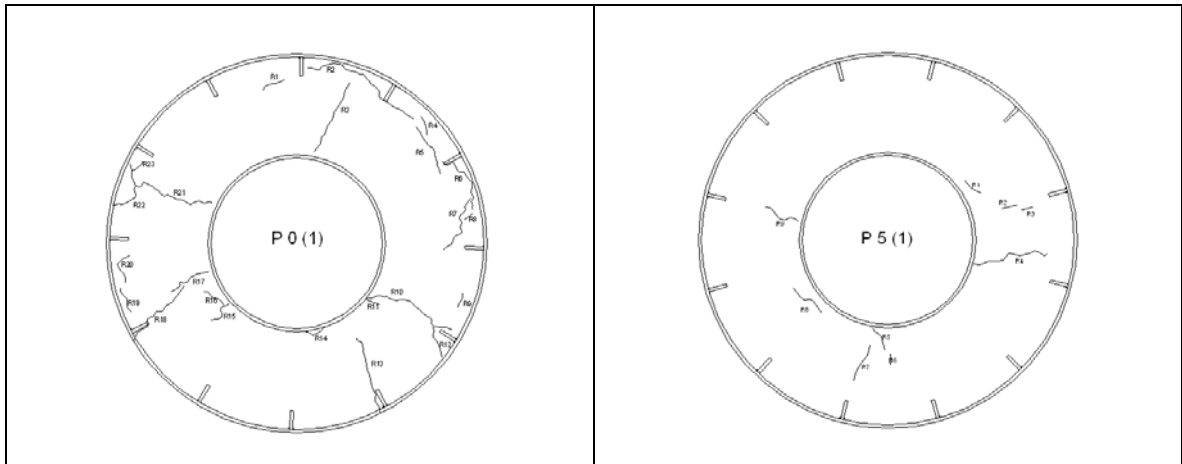


Abbildung 101: Vergleich Rissbilder P 0 (1) und P 5 (1)

Abbildung 102 zeigt die Ergebnisse der bewerteten Risslängen der ersten und zweiten Versuchsreihe.

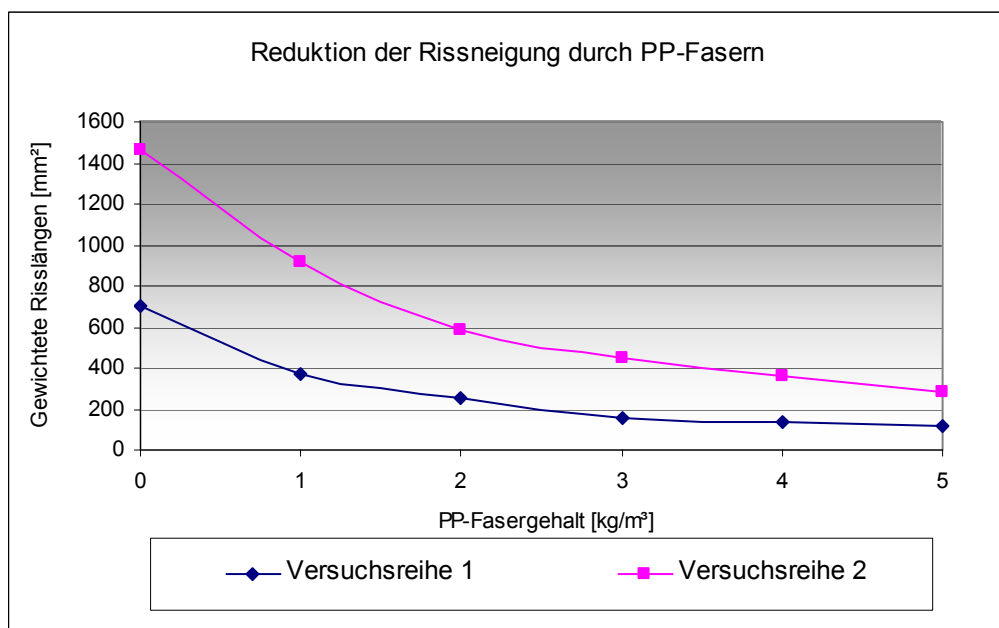


Abbildung 102: Reduktion der Rissneigung in [mm²]

Es fällt auf, dass die „bewerteten Risslängen“ der zweiten Versuchsreihe um bis zu 2,5 höher liegt. Mögliche Gründe für die geringere Rissneigung der ersten Versuchsreihe könnten sein:

- Positive Auswirkungen der Stahlfasern (100 kg/m³, l = 6 mm).
- Niedriger W/B-Wert.
- Der verwendete Hochleistungsverflüssiger (Glenium 51) ist schwindärmer.

Wird die Reduktion der Rissneigung in Prozent der Nullmischung angegeben, wie es in der Österreichischen Richtlinie Faserbeton gefordert wird, zeigt sich jedoch beinahe ein kongruentes Bild (siehe Abbildung 103).

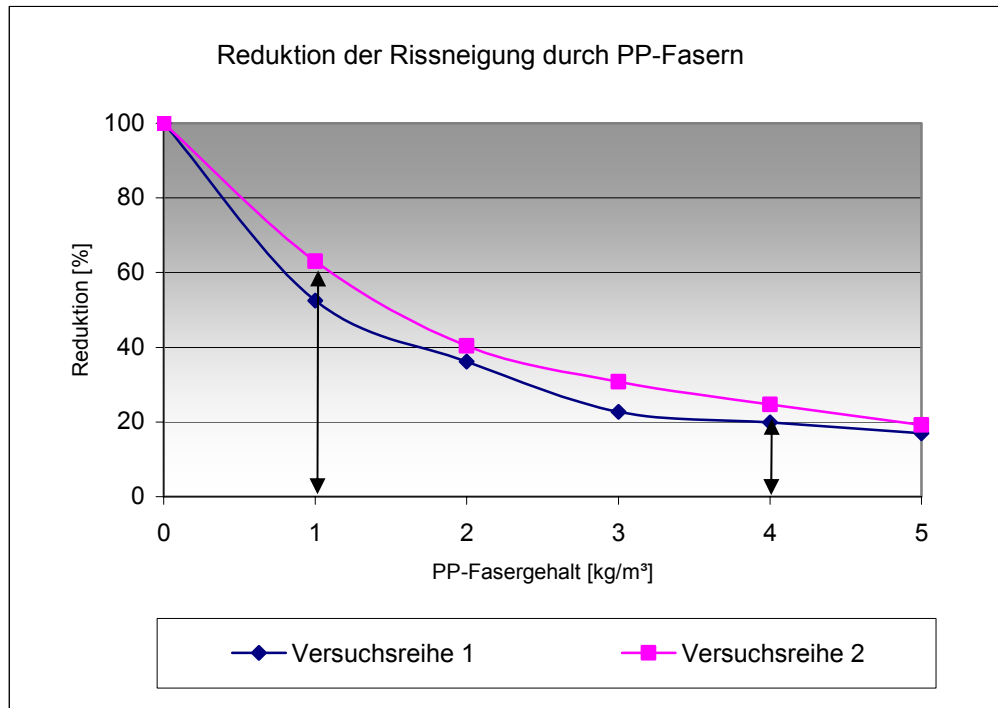


Abbildung 103: Reduktion der Rissneigung in [%]

Die Ergebnisse der bewerteten Risslänge zeigen eine klare Tendenz. Die Schwellenwerte für die Faserbetonklassen nach der ÖBBV Richtlinie Faserbeton sind noch einmal in Tabelle 34 dargestellt.

Tabelle 34: FS-Klassen: Verringerung der Frühschwindrissbildung; [8]

FS Klassen	Risslänge [%]	
	Vergleichsbeton ohne Fasern	Faserbeton
FS 1	100 %	60 %
FS 2	100%	20 %

Die Abbildung 103 zeigt, dass mit 1 kg/m³ PP-Fasern die Faserbetonklasse FS 1 und mit 4 kg/m³ PP-Fasern die Faserbetonklasse FS 2 erreicht werden kann. Die Vergleichsproben der Versuchsreihe 3 mit Normalbeton (Tabelle 42 und Tabelle 43) haben gezeigt, dass mit der Mindestfaserdosierung von 0,9 kg/m³ PP-Fasern schon die Faserbetonklasse FS 2 erreicht werden kann.

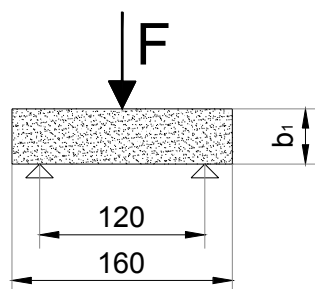
9.6 Biegezugversuch Versuchsreihe 1 und 2

Die Prüfung erfolgte im Dreipunkt-Biegversuch mit einer servohydraulischen Prüfmaschine der Firma Zwick, Typ Z 250, Güteklasse 1 (siehe Abbildung 104).



Abbildung 104: Versuchsaufbau Biegezugversuch

Die Biegezugfestigkeit wurde wie folgt ermittelt:



$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad \dots \text{Widerstandsmoment [mm}^3\text{]}$$

$$M_y = \frac{F \cdot L}{4} \quad \dots \text{Biegemoment [Nmm]}$$

$$\beta_{bz} = \frac{M_y}{W_y} \quad \dots \text{Biegezugfestigkeit [N/mm}^2\text{]}$$

Formel 40: Biegezugfestigkeit aus einem Dreipunktversuch

9.6.1 Biegezugversuch Versuchsreihe 1

Für jede Serie wurden drei Prismen 40/40/160 mm in einem Biegezugversuch geprüft. In Tabelle 35 sind die erhaltenen Ergebnisse aufgelistet.

Tabelle 35: Biegezugfestigkeit – Versuchsreihe 1

Biegezugversuch:			13.08.2002			Z 800 - V 3.0 - M 20 - W/Z 0,25		
Serie:	PP-Fasern:	b ₁	b ₂	l	A	F _{max.}	β _{bz}	
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	
P 3.1	ohne Fasern	1	39,7	39,7	159,2	1576	5068,52	14,58
		2	39,5	39,6	159,5	1564	4930,46	14,36
		3	39,7	39,0	159,7	1548	4847,99	14,20
P 2.2	1 kg/m ³	1	40,0	40,2	160,0	1608	4786,75	13,40
		2	40,0	39,9	159,7	1596	5530,83	15,59
		3	40,0	39,7	159,8	1588	5034,22	14,27
P 3.2	2 kg/m ³	1	40,0	38,9	159,8	1556	4711,59	13,63
		2	40,0	39,3	159,9	1572	5218,96	14,94
		3	39,9	39,2	160,0	1564	5165,18	14,90
P 4.1	3 kg/m ³	1	40,0	39,5	159,8	1580	4924,94	14,03
		2	40,0	39,6	159,6	1584	5308,60	15,08
		3	39,7	39,3	159,4	1560	4743,86	13,79
P 4.2	4 kg/m ³	1	39,8	39,8	159,2	1584	4575,33	13,06
		2	39,6	38,5	160,0	1525	4715,17	14,06
		3	39,8	39,4	160,0	1568	4684,70	13,51
P 5.1	4 kg/m ³	1	40,0	38,6	159,8	1544	5288,88	15,41
		2	39,9	38,6	159,6	1540	5274,54	15,45
		3	39,8	38,8	159,6	1544	5554,22	16,27
P 5.2	5 kg/m ³	1	39,6	40,0	159,8	1584	5057,61	14,51
		2	39,8	39,2	159,4	1560	5426,93	15,73
		3	39,7	39,4	159,7	1564	5339,08	15,48
Mittelwerte:								
	PP-Fasern:	b ₁	b ₂	l	A	F _{max.}	β _{bz}	
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	
P 0	ohne Fasern	39,6	39,4	159,5	1563	4949	14,4	
P 1	1 kg/m ³	40,0	39,9	159,8	1597	5117	14,4	
P 2	2 kg/m ³	40,0	39,1	159,9	1564	5032	14,5	
P 3	3 kg/m ³	39,9	39,5	159,6	1575	4992	14,3	
P 4	4 kg/m ³	39,8	39,0	159,7	1551	5015	14,6	
P 5	5 kg/m ³	39,7	39,5	159,6	1569	5275	15,2	

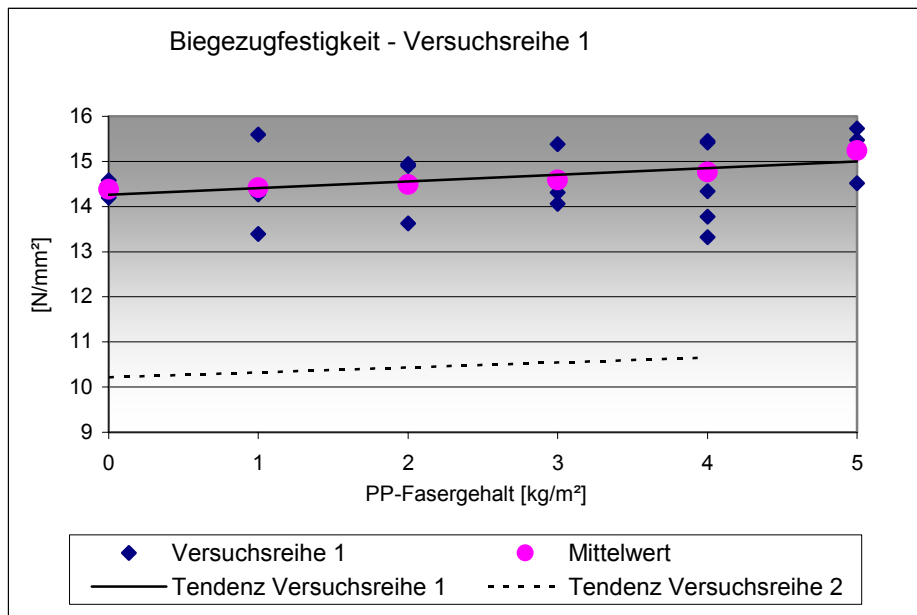


Abbildung 105: Versuchsreihe 1 – Biegezugfestigkeit

Der Biegezugversuch zeigt eine steigende Tendenz bei steigendem Polypropylenfasergehalt (siehe Abbildung 105). Diese Tendenz hat sich auch schon bei früheren Versuchen am Institut gezeigt und ist auch in der Literatur nachzulesen. Die gepunktete Linie zeigt die Tendenz der jeweiligen anderen Versuchsreihe.

9.6.2 Biegezugversuch Versuchsreihe 2

In Abbildung 106 und Tabelle 36 sind die erhaltenen Ergebnisse dargestellt.

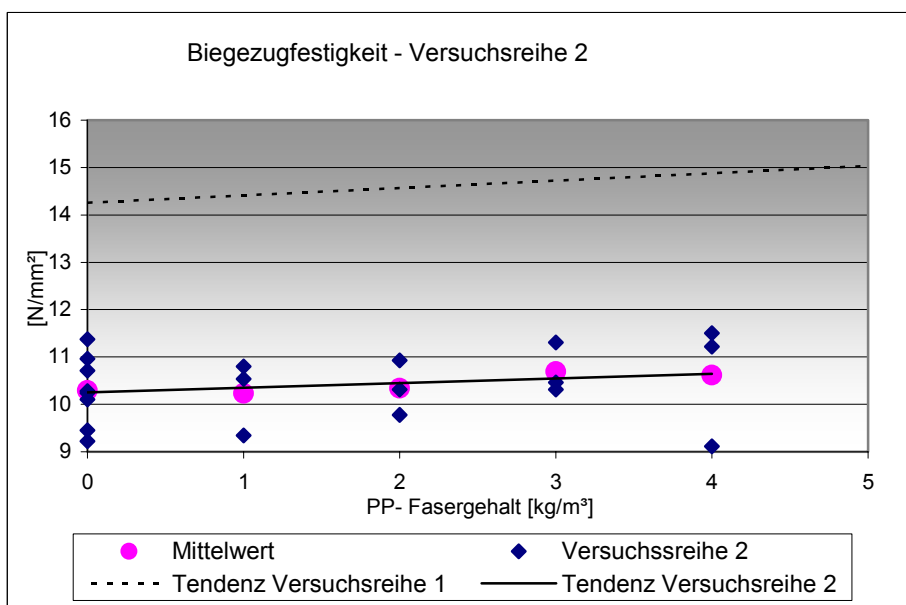


Abbildung 106: Versuchsreihe 2 – Biegezugfestigkeit

Tabelle 36: Versuchsreihe 2 - Biegezugfestigkeit

Biegezugversuch:			02.12.2002			Z 700 - V 3.0 - M 20 - W/Z 0,28		
Serie:	PP-Fasern:	b ₁	b ₂	l	A	F _{max.}	β _{bz}	
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	
P0/1	ohne Fasern	1	39,4	39,7	159,5	1564	3893,99	11,37
		2	39,4	39,9	159,5	1572	3685,98	10,71
		3	39,8	39,6	159,4	1576	3567,77	10,24
P0/2	ohne Fasern	1	39,2	39,7	159,4	1556	3483,59	10,28
		2	39,6	39,6	159,7	1568	3485,38	10,10
		3						
P0/3	ohne Fasern	1	38,8	39,9	159,5	1548	3154,43	9,45
		2	39,5	39,6	159,2	1564	3761,67	10,96
		3	38,9	39,8	159,5	1548	3086,36	9,22
P1	1 kg/m ³	1	39,0	39,8	159,8	1552	3544,18	10,54
		2	39,5	39,6	159,9	1564	3707,18	10,80
		3	39,0	39,6	159,8	1544	3127,35	9,35
P2	2 kg/m ³	1	39,8	39,5	159,4	1572	3449,96	9,92
		2	38,7	39,5	159,5	1529	4046,45	12,31
		3	39,5	38,8	159,6	1533	2951,63	8,78
P3	3 kg/m ³	1	39,4	39,8	159,6	1568	3879,86	11,30
		2	39,6	39,8	159,1	1576	3627,29	10,46
		3	39,8	39,7	159,8	1580	3602,21	10,31
P4	4 kg/m ³	1	38,9	39,8	159,8	1548	3849,41	11,50
		2	39,6	39,9	159,9	1580	3899,56	11,22
		3	39,3	39,8	159,8	1564	3113,20	9,12
Mittelwerte:								
Serie:	PP-Fasern:	b ₁	b ₂	l	A	F _{max.}	β _{bz}	
		[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	
P 0	ohne Fasern	39,3	39,7	159,5	1562,2	3514,9	10,3	
P 1	1 kg/m ³	39,2	39,7	159,8	1553,6	3459,6	10,2	
P 2	2 kg/m ³	39,3	39,3	159,5	1544,5	3482,7	10,3	
P 3	3 kg/m ³	39,6	39,8	159,5	1574,8	3703,1	10,7	
P 4	4 kg/m ³	39,3	39,8	159,8	1564,1	3620,7	10,6	

Der Grund für die geringere Biegezugfestigkeit der Versuchsreihe 2 liegt am geringeren Zementanteil, am höheren W/B-Wert und an den fehlenden Stahlfasern.

9.7 Druckversuch Versuchsreihe 1 und 2

Die Prüfung erfolgt mit der im Labor zur Verfügung stehenden Prüfmaschine der Firma TONI Technik, Modell 2040, Baujahr 1997, max. Prüfkraft 3000 kN, kraftgesteuert, Prüfgeschwindigkeit $v = 0,5 \text{ N/mm}^2/\text{s}$, Güteklasse 1 (siehe Abbildung 107).



Abbildung 107: Versuchsaufbau Druckversuch

Aus je zwei Bruchstücken des Biegezugversuches wurden die Druckversuche durchgeführt. Die Auflagerfläche beträgt bei allen Versuchen $62,5/40,0 \text{ mm}$.

Die Druckfestigkeiten wurden wie folgt ermittelt:

$$A = 62,5 \cdot 40,0 = 2500 \quad [\text{mm}^2]$$

$$\beta_D = \frac{F}{A} \quad [\text{N/mm}^2]$$

Formel 41: Druckfestigkeitsbestimmung

9.7.1 Druckversuch Versuchsreihe 1

In Tabelle 37 sind die erhaltenen Ergebnisse aufgelistet.

Tabelle 37: Versuchsreihe 1 – Druckfestigkeit

Druckversuch:		13.08.2002		Z 800 - V 3.0 - M 20 - W/Z 0,25			
Serie:	PP-Fasern:	A		F_{max}		β_D	
		[mm ²]		[kN]		[N/mm ²]	
P 3.1	ohne Fasern	1	2500	312,74	125,10	330,35	132,14
		2	2500	320,25	128,10	306,43	122,57
		3	2500	330,51	132,20	321,27	128,51
P 2.2	1 kg/m ³	1	2500	297,12	118,85	330,18	132,07
		2	2500	316,55	126,62	311,70	124,68
		3	2500	341,34	136,54	302,39	120,96
P 3.2	2 kg/m ³	1	2500	384,41	153,76	274,91	109,96
		2	2500	376,19	150,48	316,48	126,59
		3	2500	363,75	145,50	320,06	128,02
P 4.1	3 kg/m ³	1	2500	325,74	130,30	319,87	127,95
		2	2500	342,91	137,17	352,00	140,80
		3	2500	304,02	121,61	351,62	140,65
P 4.2	4 kg/m ³	1	2500	259,90	103,96	238,66	95,46
		2	2500	243,57	97,43	259,82	103,93
		3	2500	282,19	112,88	308,20	123,28
P 5.1	4 kg/m ³	1	2500	360,95	144,38	379,20	151,68
		2	2500	344,25	137,70	339,31	135,72
		3	2500	342,04	136,82	381,57	152,63
P 5.2	5 kg/m ³	1	2500	350,06	140,02	381,30	152,52
		2	2500	361,41	144,56	349,54	139,82
		3	2500	367,11	146,84	386,95	154,78
Mittelwerte:							
	PP-Fasern:	A		F_{max}		β_D	
		[mm ²]		[kN]		[N/mm ²]	
P 0	ohne Fasern	2500		320,3		128	
P 1	1 kg/m ³	2500		316,5		127	
P 2	2 kg/m ³	2500		339,3		136	
P 3	3 kg/m ³	2500		332,7		133	
P 4	4 kg/m ³	2500		311,6		143	
P 5	5 kg/m ³	2500		366,1		146	

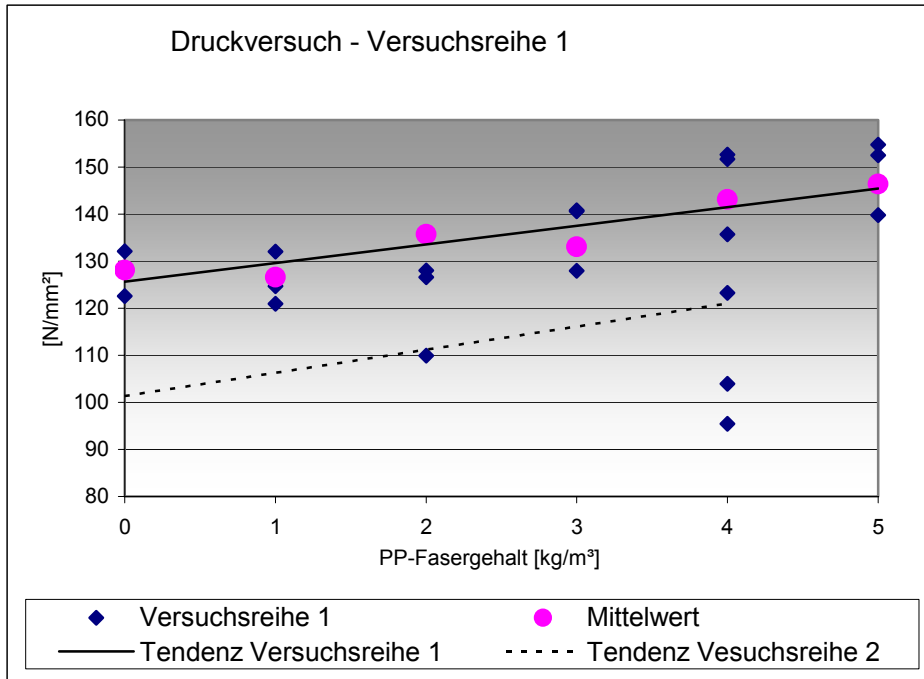


Abbildung 108: Versuchsreihe 1 - Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeiten sinken normalerweise bei steigendem PP-Fasergehalt. In Abbildung 108 ist eine steigende Tendenz erkennbar. Mögliche Gründe dafür werden in Kapitel 11 „Beurteilung der Ergebnisse“ angegeben.

9.7.2 Druckversuch Versuchsreihe 2

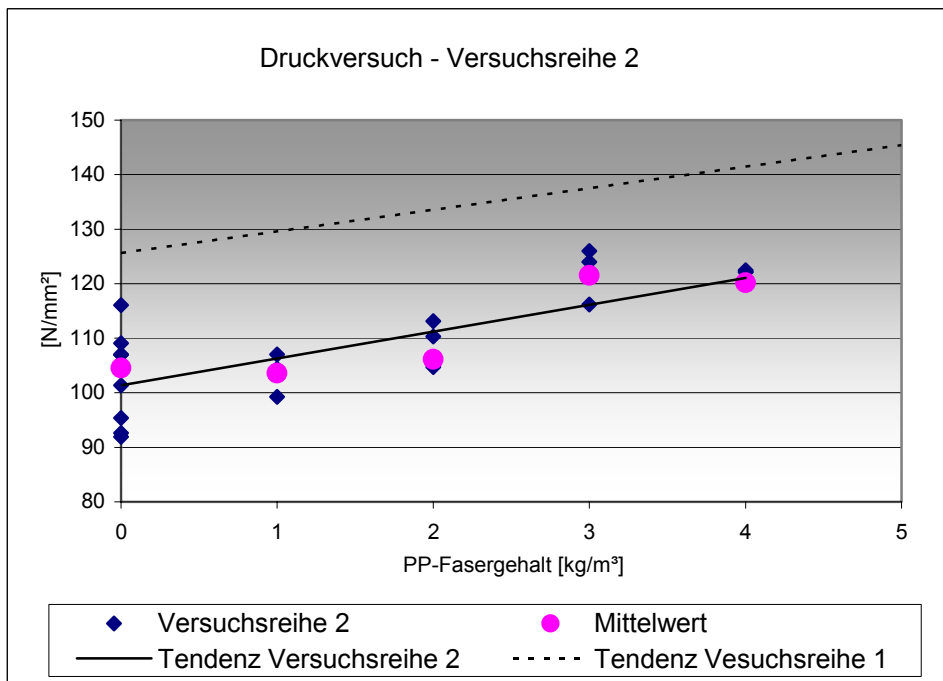


Abbildung 109: Versuchsreihe 2 – Druckfestigkeit

Tabelle 38: Versuchsreihe 2 – Druckfestigkeit

Druckversuch:		13.08.2002	Z 800 - V 3.0 - M 20 - W/Z 0,25			
Serie:	PP-Fasern:	A	F_{max}	β_D	F_{max}	β_D
		[mm ²]	[kN]	[N/mm ²]	[kN]	[N/mm ²]
P0/1	ohne Fasern	1 2500	281,69	112,68	267,53	107,01
		2 2500	285,98	114,39	290,21	116,08
		3 2500	275,56	110,22	272,62	109,05
P0/2	ohne Fasern	1 2500	273,15	109,26	229,79	91,92
		2 2500	265,68	106,27	253,39	101,36
		3 2500				
P0/3	ohne Fasern	1 2500	241,48	96,59	231,58	92,63
		2 2500	269,28	107,71	267,44	106,98
		3 2500	238,86	95,54	238,51	95,40
P1	1 kg/m ³	1 2500	258,77	103,51	248,21	99,28
		2 2500	269,14	107,66	261,11	104,44
		3 2500	249,36	99,74	267,58	107,03
P2	2 kg/m ³	1 2500	294,61	117,84	261,77	104,71
		2 2500	228,11	91,24	275,69	110,28
		3 2500	249,35	99,74	282,86	113,15
P3	3 kg/m ³	1 2500	311,92	124,77	314,92	125,97
		2 2500	282,18	112,87	290,47	116,19
		3 2500	313,01	125,20	310,00	124,00
P4	4 kg/m ³	1 2500	281,96	112,78	306,21	122,48
		2 2500	299,03	119,61	305,42	122,17
		3 2500	304,66	121,86	305,29	122,12
Mittelwerte:						
	PP-Fasern:	A [mm ²]	F_{max} [kN]	β_D [N/mm ²]		
P 0	ohne Fasern	2500	261,4		105	
P 1	1 kg/m ³	2500	259,0		104	
P 2	2 kg/m ³	2500	265,4		106	
P 3	3 kg/m ³	2500	303,8		122	
P 4	4 kg/m ³	2500	300,4		120	

Auch in der Versuchsreihe 2 ist eine steigende Tendenz der Druckfestigkeit bei steigendem Polypropylenfasergehalt erkennbar (siehe Abbildung 109) In der Tabelle 38 sind die genauen Prüfergebnisse aus dem Druckversuch aufgelistet.

10 Versuchsreihe 3

10.1 Allgemeines

Die dritte Versuchsreihe wurde im Dezember 2002 begonnen. Die Versuche wurden an Normalbeton genau nach Vorlage der „Richtlinie Faserbeton“ [8] durchgeführt. Es wurden zwei verschiedene Polypropylene der Firma Bekaert getestet.

Für jeden Fasertyp wurden je vier Ringkörper hergestellt, je zwei ohne Fasern als Referenzproben und zwei mit Polypropylenfasern. Zur Ermittlung der Druckfestigkeit wurden je Fasertyp sechs Druckwürfel mit 15 cm Kantenlänge hergestellt. Drei Würfel mit und drei Würfel ohne Polypropylenfasern.

Diese Versuchsreihe wurde nach der Richtlinie Faserbeton ausgeführt und ausgewertet. Das heißt es wurden keine Rissbreiten gemessen und über eine „bewertete Risslänge“ ausgewertet. Diese Auswertung macht für Normalbeton Sinn, da die Rissanzahl deutlich geringer ist und sich die Rissbreiten wenig unterscheiden zum Unterschied von Ultrahochfestem Beton.

Die Versuchsreihe 3 lässt sich demnach auch nicht mit den Versuchsreihen 1 und 2 vergleichen.

Die Motivation zur Durchführung des Versuchs lag darin, den Unterschied zwischen Normalbeton und Ultrahochfestem Beton zu erkennen.

10.2 Mischungsentwurf Versuchsreihe 3

Der Zementgehalt wurde mit 360 kg/m^3 festgelegt, der W/B-Wert betrug 0,6 mit 220 l/m^3 Wasser. Diese Mischung entspricht einem Beton der Festigkeitsklasse C40. Geprüft wurden zwei Polypropylen-Fasern mit verschiedenen Abmessungen.

- Bekaert Duomix M 6-16 mit einer Dosierung von $1,5 \text{ kg/m}^3$,
($l = 6 \text{ mm}$, $\varnothing = 16 \text{ }\mu\text{m}$)
- Bekaert Duomix M 20 mit einer Dosierung von $0,9 \text{ kg/m}^3$,
($l = 20 \text{ mm}$, $\varnothing = 16 \text{ }\mu\text{m}$)

wobei $0,9 \text{ kg/m}^3$ zugleich die Mindestfaserdosierung nach der Richtlinie Faserbeton [8] ist.

Es gibt durchaus Rezepturen, die ohne Zusatz von Fasern bei beschriebener Versuchsdurchführung nicht reißen.

Ein Beispiel eines Mischungsentwurfs ist in Tabelle 40 dargestellt. Dieser Mischungsentwurf entspricht auch den Vorgaben der Richtlinie „Faserbeton“.

In der Richtlinie „Faserbeton“ [8] wird angegeben, dass das Ausbreitmaß mit Zusatzmittel auf 50 – 55 cm einzustellen ist, ein Bluten ist dabei zu vermeiden. Bei der angegebenen Mischung wurde ohne Verwendung von Zusatzmittel, ein Ausbreitmaß von 52 cm erreicht. Bei PP-Faserzugabe wurde das Ausbreitmaß reduziert (siehe Tabelle 39).

Tabelle 39: Ausbreitmaß – Versuchsreihe 3

Fa. Bekaert	PP-Fasergehalt	Ausbreitmaß	[%]
Nullbetonmischung	$0,0 \text{ kg/m}^3$	52 cm	100
Duomix M 20	$0,9 \text{ kg/m}^3$	48 cm	92
Duomix M 6-16	$1,5 \text{ kg/m}^3$	43 cm	82

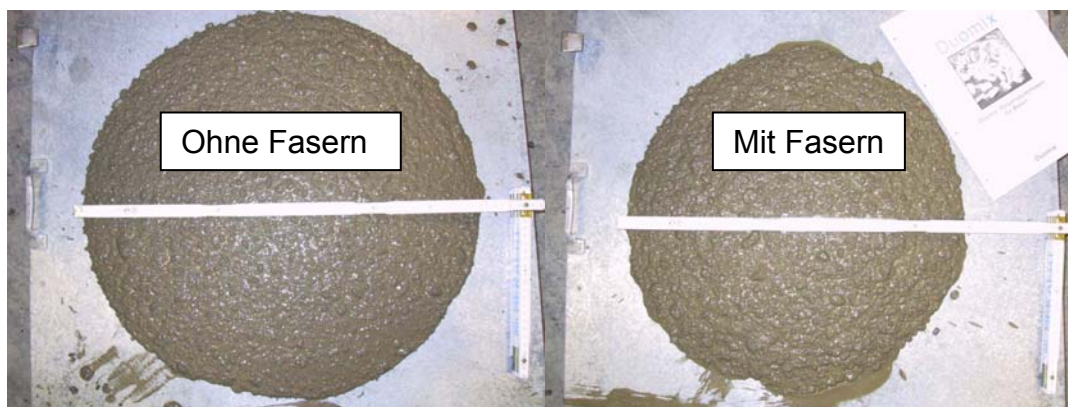


Abbildung 110: Vergleich Ausbreitmaß Duomix M 20

Abbildung 110 zeigt die Wirkung von Polypropylenfasern auf das Ausbreitmaß.

Tabelle 40: Mischungsentwurf – Versuchsreihe 3

Bestandteile	Bezeichnung	G _{trocken}	Dichte	Volumen		Anteil
		[kg]	[kg/m ³]	[m ³]		[%]
Mehlkorn	0/4	878,32	2650	0,331		50,0
Rundkies	4/8	526,99	2650	0,199		30,0
Rundkies	8/16	351,33	2650	0,133		20,0
Summe	Zuschlag			0,663		100,0
Zement (Z)	CEM I 42,5 R HS	360,00	3100	0,116		
Wasser (W)		220,00	1000	0,220		
Verflüssiger (FM)		0,00	1100	0,000		
Luftporenbildner		0,00	1210	0,000		
Stahlfasern l=6mm		0,00	7850	0,000		
Stahlfasern l=12mm		0,00	7850	0,000		
Polypropylenfasern	Duomix M-20	0,90	910	0,001		
Flugasche		0,00	2100	0,000		
Mikrosilica (SF)		0,00	2600	0,000		
Summe	Zusatz	580,90		0,337		
Summe		2337,54		1,000		
Zusatzmittel:	Verflüssiger	[% der Z-masse]		0,00		
	Luftporenb.	[% der Z-masse]		0,00		
Zusatzstoffe:						k-Wert:
Flugasche nach EN 450		[% der Z-masse]		0,00		0,4
AHWZ nach B 3309	Quarzmehl	[% der Z-masse]		0,00		0,8
Silicastaub pr EN 13263	Mikrosilica	[% der Z-masse]		0,00	0,00	2,0
Bindemittelgehalt:	Z + k * Zusatzst	360	kg/m ³			
W/Z - Wert	0,610			blau	bedeutet veränderbare Werte	
W/B - Wert	0,610					
Probenvolumen [m³]		0,031000				
Bestandteile	Bezeichnung	G	Einwaage	Mischung		Masse
		[g]	[g]	[dm ³]	[kg/m ³]	[%]
Mehlkorn	0/4	27227,9	27228	10,27	878,3	37,6
Rundkies	4/8	16336,7	16337	6,16	527,0	22,5
Rundkies	8/16	10891,2	10891	4,11	351,3	15,0
Zement	PZ 375 HS	11160,0	11160	3,60	360,0	15,4
Wasser		6820,0	6820	6,82	220,0	9,4
PP - Fasern	Duomix M-20	27,9	28	0,03	0,9	0,0
Summe		72463,7	72464	31,0		100,0
Probenbezeichnung:	P 0,9 - Z 360 - V 0 - M 0 - W/Z 0,61					
Materialbeschreibung:	Normalbeton mit 0,9 kg/m ³ PP-Fasern					
durchgeführt von:	Nicol Jenny					
Datum:	20. November 2002					

Für die Herstellung der Probekörper wurde die in Abbildung 111 dargestellte Sieblinie zugrunde gelegt.

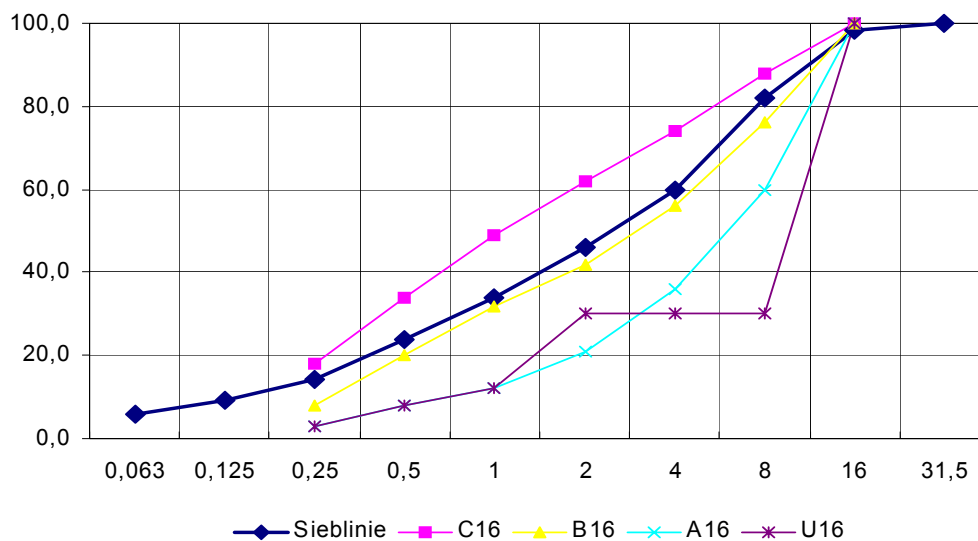


Abbildung 111: Verwendete Sieblinie

Probenbezeichnung

Pro Fasertyp wurden vier Ringprobekörper hergestellt. Die ersten zwei dienten als Referenzproben, die anderen Ringkörper waren aus Faserbeton.

Die Probenbezeichnung der dritten Versuchsreihe wurde wieder so gewählt, dass die erste Zahl (0 – 0,9 - 1,5) den PP-Fasergehalt in kg/m^3 angibt. Die zweite Zahl in der Klammer (1 bis 2) gibt die Versuchsreihe an. (1) steht für die Versuchsreihe Duomix M 6-16, (2) steht für die Versuchsreihe Duomix M 20. Die letzte Zahl (1 oder 2) unterscheidet jeden einzelnen Ring derselben Mischung (vergleiche Tabelle 41)

Tabelle 41: Probenbezeichnung – Versuchsreihe 3

Fa. Bekaert		Probenbezeichnung	
Duomix M 6-16			
0,0	kg/m^3	P 0 (1)_1	P 0 (1)_2
1,5	kg/m^3	P 1,5 (1)_1	P 1,5 (1)_2
Duomix M 20			
0,0	kg/m^3	P 0 (2)_1	P 0 (2)_2
0,9	kg/m^3	P 0,9 (2)_1	P 0,9 (2)_2

10.3 Schwindversuch Versuchsreihe 3

10.3.1 Faser Bekaert Duomix M 6-16

In Tabelle 42 sind die Risslängen vor und nach der Zugabe der Faser Duomix M 6-16 vergleichend dargestellt. In der Abbildung 112 ist exemplarisch die erste Nullmischung dargestellt. Erste Nullmischung bedeutet hier, dass für die Versuchsreihe zwei Ringkörper ohne Fasern hergestellt wurden und hier exemplarisch die erste Probe der beiden Nullmischungen dargestellt ist. Dasselbe gilt für die beiden Ringkörper mit Faserbeton. Abbildung 113 zeigt die erste faserverstärkte Probe mit $1,5 \text{ kg/m}^3$ Polypropylenfasern Duomix M 6-16.

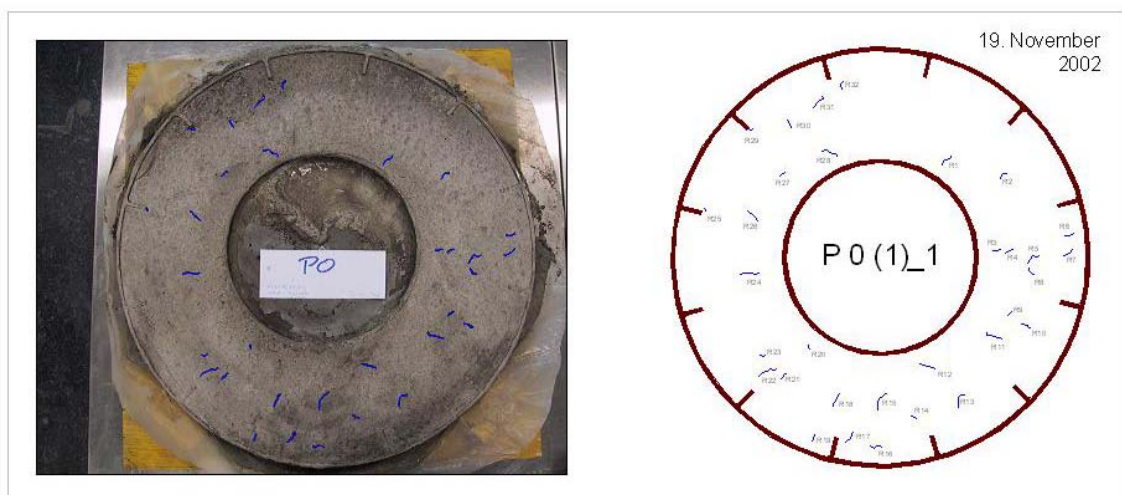


Abbildung 112: Erste Nullmischung Probe P 0 (1)_1

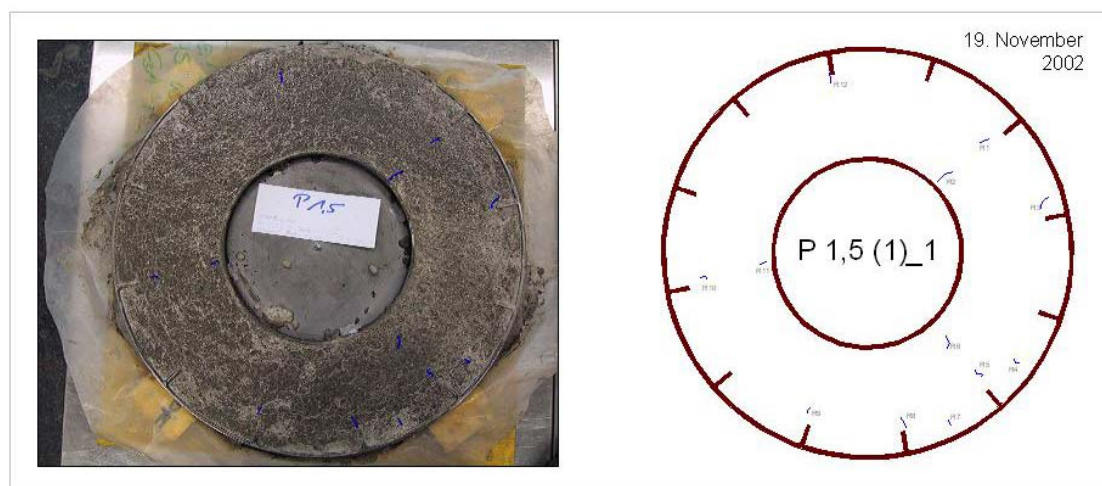


Abbildung 113: Erste Faserverstärkte Probe P 1,5 (1)_1 mit $1,5 \text{ kg/m}^3$ PP-Fasern Duomix M 6-16

Tabelle 42: Rissauswertung – Duomix M 6-16

Dienstag, 19. November 2002				
Zulassungsprüfung Fa. Bekaert			Duomix M 6-16	
Z 360 W/Z 0,64			1,5 kg/m ³	
PM (1)	Länge	Länge	Länge	Länge
	PM 0_1	PM 0_2	PM 1,5_1	PM 1,5_2
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
R1	21	19	15	15
R2	15	22	13	13
R3	13	16	13	11
R4	13	25	10	12
R5	24	9	14	12
R6	16	19	12	13
R7	20	19	12	10
R8	15	12	11	11
R9	11	13	13	10
R10	16	12		
R11	28	20		
R12	23	30		
R13	27	11		
R14	11	31		
R15	32	21		
R16	20	14		
R17	20	11		
R18	22	18		
R19	11	20		
R20	8	9		
R21	12	27		
R22	31	24		
R23	11	14		
R24	29	10		
R25	6	11		
R26	22	25		
R27	12	24		
R28	29	15		
R29	10	13		
R30	15			
R31	25			
R32	14			
Summe	582	514	113	107
Mittelwert	548		110	
Vergleich	100 %		20 %	
Es wurde Faserbetonklasse FS 2 erreicht.				

Mit einer Reduktion der Risslängen von 80 % wurde nach der Richtlinie Faserbeton [8] die Faserbetonklasse FS 2 erreicht.

10.3.2 Faser Bekaert Duomix M 20

Tabelle 43: Rissauswertung – Duomix M 20

Mittwoch, 20. November 2002				
Zulassungsprüfung Fa. Bekaert			Duomix M 20	
Z 360 W/Z 0,61			0,9 kg/m ³	
P (2)	Länge		Länge	
	P 0 (2)_1	P 0 (2)_2	P 0,9 (2)_1	P 0,9 (2)_2
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
R1	47	21	54	12
R2	15	33	8	14
R3	13	87		
R4	28	64		
R5	115	8		
R6	32	9		
R7	15	152		
R8	36	45		
R9	19	12		
R10	88	34		
R11	30	14		
R12		41		
R13		17		
R14		21		
R15		16		
Summe	438	574	62	26
Mittelwert	506		44	
Vergleich	100 %		9 %	
Es wurde Faserbetonklasse FS 2 erreicht.				

In Tabelle 43 sind die Risslängen vor und nach der Zugabe der Faser Duomix M 20 vergleichend dargestellt. In der Abbildung 114 ist exemplarisch die zweite Nullmischung dargestellt. Abbildung 115 zeigt die zweite faserverstärkte Probe mit 0,9 kg/m³ Polypropylenfasern Duomix M 20. Mit einer Reduktion der Risslängen von 91 % wurde nach der Richtlinie Faserbeton [8] die Faserbetonklasse FS 2 erreicht.

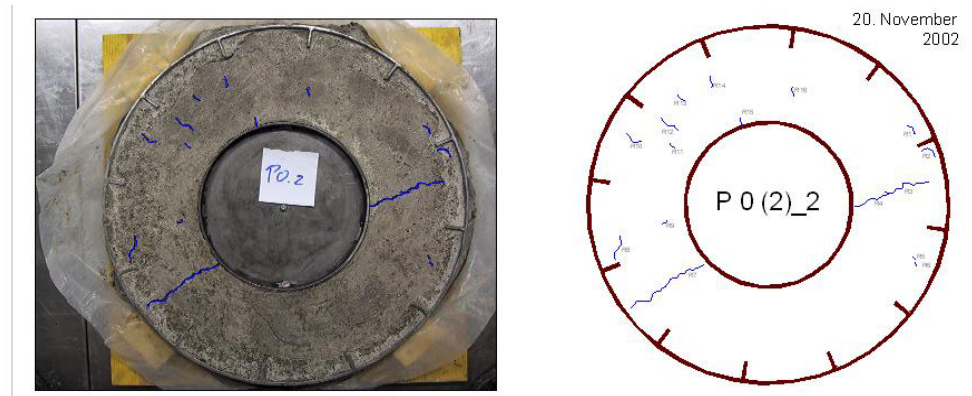
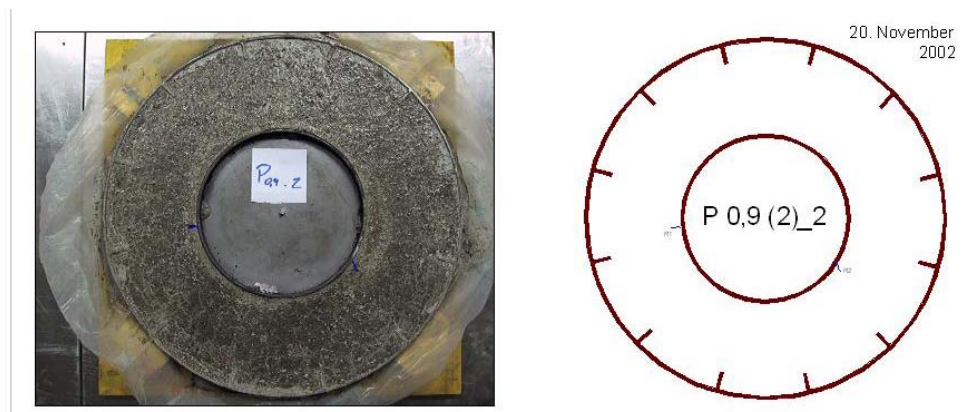


Abbildung 114: Zweite Nullmischung Probe P 0 (2)_2

Abbildung 115: Zweite Faserverstärkte Probe P 0,9 (2)_2 mit 0,9 kg/m³ PP-Fasern Duomix M 6-16

10.3.3 Erkenntnisse aus der Versuchsreihe 3

Aus den Ergebnissen der Schwindversuche zeigte sich, dass die Beigabe von 1,5 kg/m³ der monofilamenten Polypropylenfasern Bekaert Duomix M 6-16 das Fröhschwinden von Beton um 80 % reduziert.

Gemäß Richtlinie Faserbeton (Ausgabe März 2002) der ÖVBB ergibt sich aus dem Fröhschwindversuch für den Faserbeton mit der Polypropylenfaser Bekaert Duomix M 6-16 nach Tabelle 42 die **Schwindklasse FS 2**.

Die Zugabe von 0,9 kg/m³ der monofilamenten Polypropylenfasern Bekaert Duomix M 20 reduziert das Fröhschwinden von Beton um 91 %.

Gemäß Richtlinie Faserbeton (Ausgabe März 2002) der ÖVBB ergibt sich aus dem Fröhschwindversuch für den Faserbeton mit der PP- Faser Bekaert Duomix M 20 nach Tabelle 43 die **Schwindklasse FS 2**.

Es zeigt sich weiters aus dem Vergleich der beiden Versuche, dass längere Fasern das Fröhschwinden positiver beeinflussen.

10.3.4 Druckversuch - Versuchsreihe 3

Tabelle 44: Versuchsreihe 3 – Druckversuch (1,5)

Druckversuch:		14.01.2003			
Kunde:	Fa. Bekaert				
Prüfer:	Jenny				
Material:	Normalbeton - Würfel 15 cm				
PP-Faser:	Bekaert Duomix M 6-16				
Prüfnorm:	ÖNORM EN 12390-3				
Serie:	PP-Fasern:	A		F_{max}	β_D
		[cm ²]		[kN]	[N/mm ²]
P 1 (0)	ohne Fasern	1	225	831,68	36,96
		2	225	871,13	38,72
		3	225	843,21	37,48
P 1 (1,5)	1,5 kg/m ³	1	225	808,27	35,92
		2	225	809,32	35,97
		3	225	824,23	36,63
Mittelwerte:					
	PP-Fasern:	A		F_{max}	β_D
		[cm ²]		[kN]	[N/mm ²]
P 1 (0)	ohne Fasern	225		848,7	37,7
P 1 (1,5)	1,5 kg/m ³	225		813,9	36,2

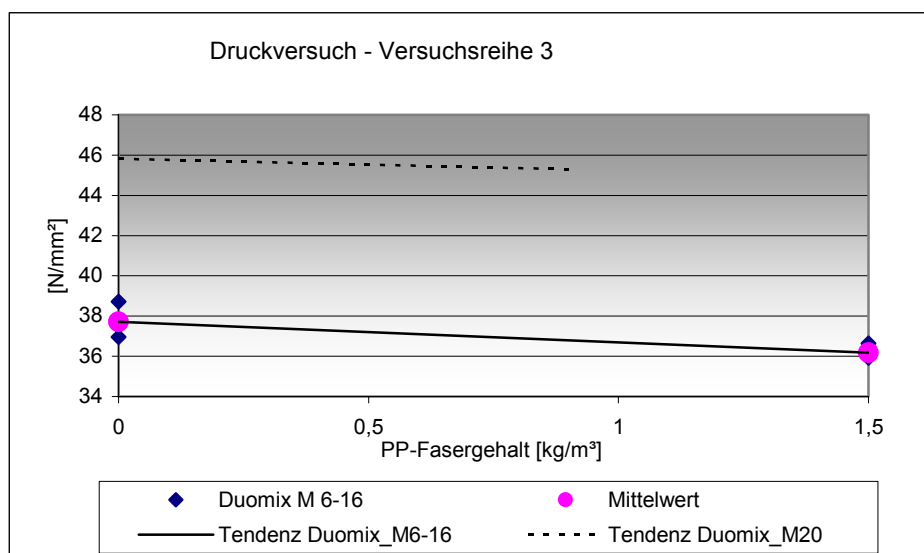


Abbildung 116: Versuchsreihe 3 – Druckversuch (1,5)

In Tabelle 44 sind die Werte aus dem Druckversuch aufgelistet. In Abbildung 116 ist eine fallende Tendenz bei Faserzugabe erkennbar. Mögliche Gründe dafür werden in Kapitel 11 „Beurteilung der Ergebnisse“ angegeben.

Tabelle 45: Versuchsreihe 3 (0,9) – Druckversuch

Druckversuch:		14.01.2003			
Kunde:	Fa. Bekaert				
Prüfer:	Jenny				
Material:	Normalbeton Würfel 15 cm				
PP-Faser:	Bekaert Duomix M 20				
Prüfnorm:	ÖNORM EN 12390-3				
Serie:	PP-Fasern:	A		F_{max}	β_D
		[cm ²]		[kN]	[N/mm ²]
P 2 (0)	ohne Fasern	1	225	1033,85	45,95
		2	225	1005,28	44,68
		3	225	1054,25	46,86
P 2 (0,9)	0,9 kg/m ³	1	225	1024,87	45,55
		2	225	1033,53	45,93
		3	225	998,96	44,40
Mittelwerte:					
	PP-Fasern:	A		F_{max}	β_D
		[cm ²]		[kN]	[N/mm ²]
P 2 (0)	ohne Fasern	225		1031,1	45,8
P 2 (0,9)	0,9 kg/m ³	225		1019,1	45,3

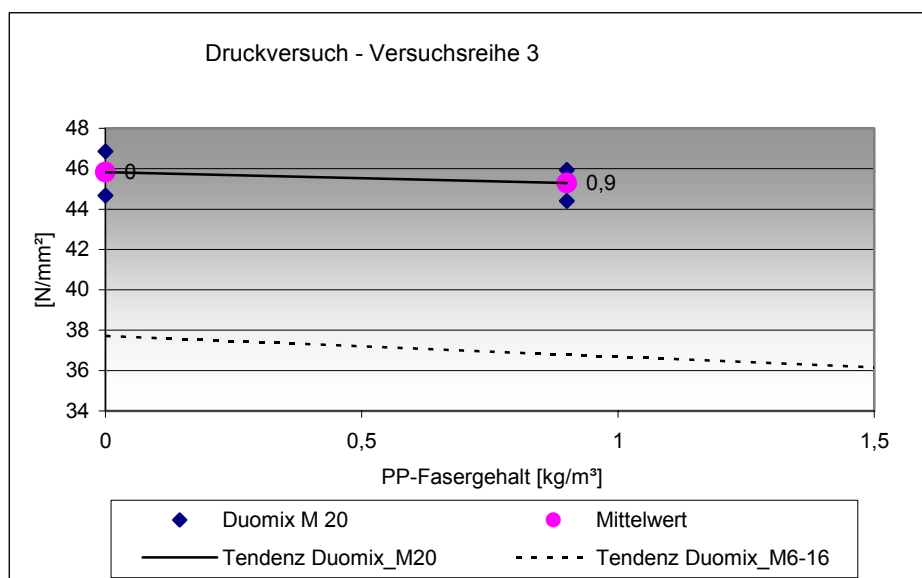


Abbildung 117: Versuchsreihe 3 (0,9) – Druckversuch

Die Druckfestigkeitsunterschiede sind auf die Verwendung von Flugasche bei der Mischung Duomix_M6-16 zurückzuführen.

11 Beurteilung der Ergebnisse

11.1 Biegezugversuch

Die Biegezugversuche wurden mit Prismen (40/40/160 mm) der Versuchsreihe 1 und 2 durchgeführt. Sie zeigen eine steigende Tendenz bei höher werdendem Polypropylenfasergehalt. Diese Tendenz hat sich auch schon bei früheren Versuchen am Institut gezeigt und ist auch in der Literatur nachzulesen.

Die erreichten Biegezugfestigkeiten lagen bei 14,4 N/mm² für Proben ohne Fasern und 15,2 N/mm² für Proben mit 5,0 kg/m³ Polypropylenfasern.

11.2 Druckversuch

Die Druckfestigkeiten zeigten ebenfalls steigende Tendenz bei höher werdendem Polypropylenfasergehalt. Es wurde ein leichter Abfall der Druckfestigkeiten erwartet, wie er bei Normalbeton zu beobachten ist.

Eine mögliche Erklärung könnte das Ausbreitmaß sein. Betrachtet man Abbildung 95, kann man sehen, dass die Konsistenz der Mischung, durch die Erhöhung der Faserdosierung, immer steifer wird. Polypropylenfasern haben die Eigenschaft das Anmachwasser temporär zu binden und dadurch den W/B-Wert ebenfalls temporär zu senken, was festigkeitssteigernde Auswirkungen haben kann. Dies gilt jedoch nur für ultrahochfeste Betone.

Eine weitere Erklärung liegt in der Größe des Zuschlages. Die Faserlängen sind um einiges größer als der Durchmesser des Größtkorns (1,0 mm). Die Fasern werden dadurch sehr gut in das Gefüge eingebettet und können, durch ihre Zugfestigkeit von 500 bis 750 N/mm², zur Festigkeitssteigerung beitragen.

Die Druckfestigkeiten der Versuchsreihe 3 lagen wie erwartet zwischen einem Normalbeton der Güte C 30/37 und C 40/50. Durch die Polypropylenfaserzugabe ist es zu einem geringen Festigkeitsabfall gekommen. Der Grund hier ist der größere Zuschlag und damit ein geringerer Verbund der Fasern. Legt sich eine Faser zur Gänze an ein Zuschlagskorn an, dann ist sie für den Gesamtverbund wirkungslos und stellt eine Schwachstelle dar. Deshalb kommt es zu einem Festigkeitsabfall bei der Zugabe von PP-Fasern im Normalbeton.

11.3 Langzeitschwindversuche

Die Langzeitschwindversuche nach 56 Tagen haben gezeigt, dass die Summe aus Trocknungsschwinden und Autogenem Schwinden ebenfalls deutlich über den Werten von Normalbeton ($\epsilon_{cs} = 0,20 \text{ mm/m}$) liegen. Die Versuche lieferten eine lineare Schwindverkürzung zwischen $\epsilon_{cs} = 0,60 \text{ mm/m}$ und $0,80 \text{ mm/m}$.

11.4 Frühschwindrissbildung von UHPC

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich ohne Fasern wenige aber breite Risse (bis zu 3 mm) entwickeln, bei Faserzugabe zeigt das Rissbild vermehrt kleine Risse. Die Stahlfasern haben keine Auswirkungen auf das Rissbild bzw. Frühschwindverhalten.

Für feinkornreiche Betone mit hohem Zementgehalt erscheint die Beurteilung von Frühschwinden mittels „bewerteter Risslängen“ als zielführender. Den Unterschied in der Auswertung nach Länge bzw. Fläche (bewertete Risslänge) ist in Abbildung 118 deutlich erkennbar.

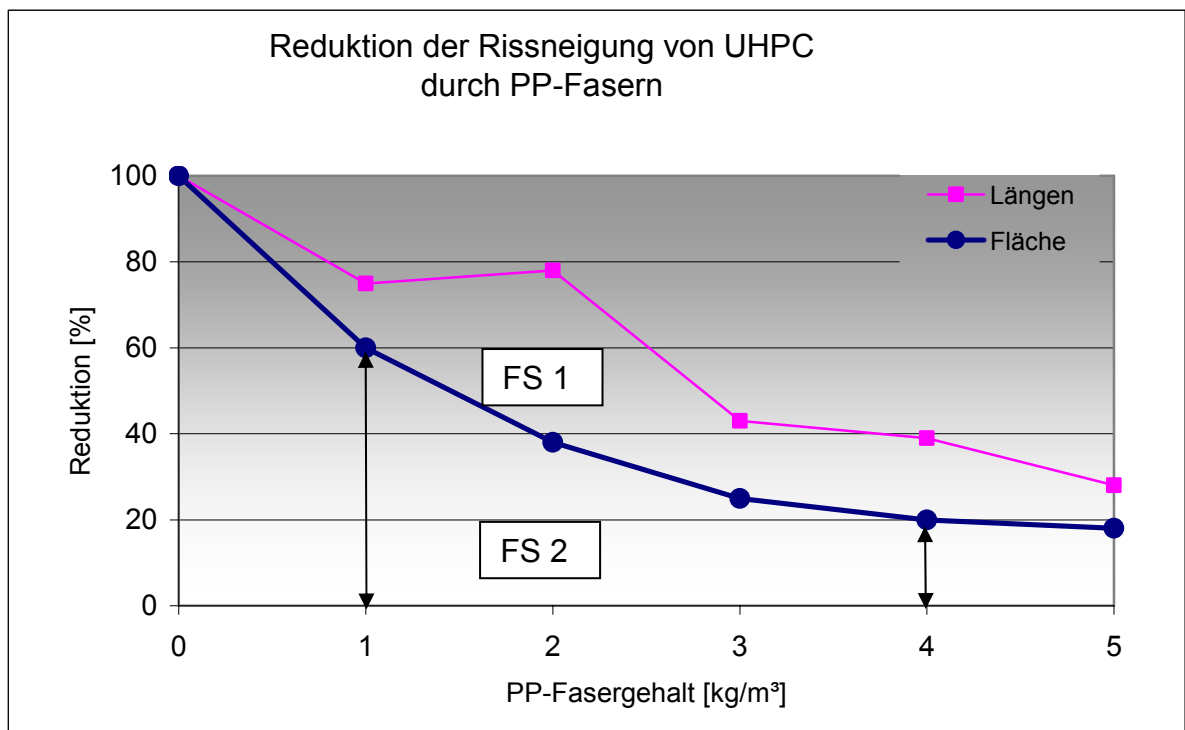


Abbildung 118: Reduktion der Rissneigung von UHPC durch PP-Fasern

Die Abbildung 118 zeigt, dass für ultrahochfesten Beton mit 1 kg/m^3 PP-Fasern die Faserbetonklasse FS 1 und mit 4 kg/m^3 PP-Fasern die Faserbetonklasse FS 2 erreicht werden kann.

Eine Auswertung nach der Richtlinie Faserbeton ist für solchen Beton fraglich, da nur die Risslängen und nicht die Rissflächen verglichen werden. Die Auswertung ausschließlich über die Länge der Schwindrisse führt zu keinem befriedigenden Ergebnis.

11.5 Frühschwindrissbildung von Normalbeton

In der Versuchsreihe 3 wurde Normalbeton der Festigkeitsklasse C30/38 und C 40/50 geprüft. Die Rissbreiten waren wie erwartet sehr gering ($< 0,3 \text{ mm}$). Eine Auswertung mit den „bewerteten Risslängen“ ist nicht notwendig. Die gewählte Auswertung, wie sie in der Richtlinie Faserbeton beschrieben ist, liefert eindeutige Ergebnisse in Bezug auf die Frühschwindrissklassen.

Die Proben der Versuchsreihe 3 mit Normalbeton haben gezeigt, dass mit der Mindestfaserdosierung von $0,9 \text{ kg/m}^3$ PP-Fasern schon die Faserbetonklasse FS 2 erreicht werden kann.

Diese Versuchsreihe hat auch gezeigt, dass die Faserlänge wesentlich zur Reduzierung der Frühschwindrissbildung beiträgt. Längere Fasern ($\geq 20 \text{ mm}$) haben eine bessere Wirkung zur Verhinderung von Frühschwindrissen als die getesteten kürzeren Fasern ($l = 16 \text{ mm}$).

11.6 Vergleich Frühschwindrissbildung UHPC - Normalbeton

Ein direkter Vergleich zwischen Frühschwindrissbildung von UHPC und Normalbeton kann nicht gezogen werden. Die Rissbreiten bei ultrahochfestem Beton sind sehr groß (bis 3 mm) und deshalb muss auch eine andere Auswertungsmethode gewählt werden.

Für feinstoffreiche Betone ist eine Auswertung der Frühschwindrissklassen nur mit der Einführung der „bewerteten Risslänge“ möglich. Diese liefert plausible Ergebnisse und lässt die Versuchsdurchführung, wie sie in der „Österreichischen Richtlinie Faserbeton“ beschrieben ist, auch für ultrahochfeste Betone zu.

12 Zusammenfassung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist das Schwindverhalten von Ultrahochfestem Beton aufzuzeigen und anhand von Versuchen die Auswirkungen von Polypropylenfasern auf die Frühschwindrissbildung darzustellen.

Die zwei größten Nachteile des Werkstoffes Beton für den Einsatz im Bauwesen sind seine verhältnismäßig geringe Zugfestigkeit und seine Neigung zum Schwinden. Bereits beim Betonieren kommt es durch verdunstendes Wasser zum **Kapillarschwinden**. Sobald man beim Festbeton wieder die Verdunstung von Wasser zulässt, setzt das **Trocknungsschwinden** ein. Beide Schwindarten sind durch Wasserzugabe reversibel. Beim erhärtenden Beton kommt es zum **Autogenen** oder **Chemischen Schwinden**, weil die Ausgangsprodukte Wasser und Zement ein größeres Volumen haben als das Zementgel. Außerdem findet eine so genannte Selbstaustrocknung des Porenraumes während der Hydratation statt. **Carbonatisierungsschwinden** hat seine Ursache in chemischen Prozessen, im Prinzip wird hier der Volumenverlust durch Verdunsten von Wasser, welches bei der Carbonatisierung freigesetzt wird, verursacht.

Neueste Untersuchungen haben ergeben, dass Autogenes Schwinden und Trocknungsschwinden denselben Ursprung haben. Beide resultieren aus der Bildung von Zugkräften durch die Formation von Menisken innerhalb des Porensystems.

- Trocknungsschwinden ist ein langsamer Prozess der sich über die Zeit entwickelt wenn Wasser aus dem Beton verdunstet.
- Im Gegensatz dazu ist Autogenes Schwinden eine Konsequenz der Hydratation, welches sich viel früher ereignet. Es kommt zu keinem Gewichtsverlust, keinem externen Wasserverbrauch und beginnt ab dem Zeitpunkt der Hydratation der Zementpartikel.

Die untersuchten Ultrahochleistungsbetonmischungen zeigten gegenüber den Normalbetonmischungen, wie zu erwarten, ein viel stärkeres Schwinden. Der Einfluss des Autogenen Schwindens ist für UHPC, wegen des geringen W/B-Wertes, sehr viel größer als bei Normalbeton. Der Einfluss des Trocknungsschwindens sinkt für Ultrahochfesten Beton.

Das eindimensionale Endschwindmaß von UHPC ist ungefähr dreimal so groß wie bei Normalbeton. Autogenes Schwinden wird derzeit nur in der DIN 1045 für Hochfeste Betone bis zu einer Festigkeit von 120 N/mm² berücksichtigt. Die errechneten Werte stimmen mit den Messwerten aus den Langzeitschwindversuchen gut überein.

Um das Frühschwindverhalten von UHPC zu untersuchen, wurde ein Versuchsaufbau von der Richtlinie Faserbeton der „Österreichischen Vereinigung für Beton- und Bautechnik“ (ÖVBB) gewählt. Die Ergebnisse zeigen eine qualitative Wirkung der Fasern in Bezug auf das Frühschwindrissverhalten. Dies macht eine Einteilung der Fasern und Faserdosierung in verschiedene Frühschwindrissklassen (FS) möglich.

Die Frühschwindrissbildungen ist bei UHPC so groß, dass die üblichen Auswertungsmethoden, wie sie in der Richtlinie „Faserbeton“ beschrieben werden, falsche Ergebnisse liefern. In dieser Richtlinie werden lediglich die Risslängen aufsummiert und mit einer Referenzprobe verglichen. Diese Auswertung funktioniert bei Normalbeton sehr gut, da die Rissanzahl und vor allem die Rissbreiten klein sind. Werden die Risse jedoch sehr breit, wie das bei Ultrahochfestem Beton der Fall ist, muss dies in der Auswertung berücksichtigt werden. Es wurde daher der Begriff „bewertete Risslänge“ eingeführt. Die Risslängen wurden mit den Rissbreiten multipliziert und diese Rissfläche oder „bewertete Risslänge“ konnte nun mit einer Referenzprobe verglichen werden. Das Ergebnis war nun eindeutig. Durch die Steigerung der PP-Faserdosierung, reduzierte sich die Frühschwindrissneigung, wie erwartet. Es konnte eine klare Zuordnung der Frühschwindrissklassen für den untersuchten Fasertyp getroffen werden.

Das Schwindverhalten von Ultrahochfestem Beton ist im Vergleich zu Normalbeton sehr viel größer. Durch die Zugabe von Polypropylenfasern kann diese negative Eigenschaft jedoch kompensiert werden.

13 Summary

The aim of the present thesis is to show shrinkage behaviour of ultra high performance concrete and to describe by means of experiments the effect of polypropylene fibres on the early age cracking.

The two main disadvantages of concrete for the use in civil engineering are the comparatively low tension stiffness and its tendency to shrink. Already at the state of casting **early age shrinkage** of concrete occurs because of the evaporation of water. As soon as water starts evaporating from the hardened concrete the **drying shrinkage** begins. Both kinds of shrinkage are reversible if water is added. Hardened concrete in addition shows **autogenous** or **chemical shrinkage**, because the basic elements water and cement have a larger volume than the hardened neat cement paste. Moreover a so-called self-drying of the pore volume during the hydration takes place. **Carbonatic shrinkage** has its cause in chemical reactions. This type of shrinkage is principally caused by evaporation of water. Latest investigations have shown that drying shrinkage and autogenous shrinkage originate from the same origin. Both are resulting from tension forces due to the formation of menisci within the capillary pore.

- Drying shrinkage is a slow process, which develops over longer periods of time, if water evaporates out of concrete.
- In contrast to that autogenous shrinkage is a consequence of hydration which happens much earlier. There is no loss of weight, no external water consumption and it starts at the beginning of hydration of cement particles.

The analyzed mixtures of ultra high performance concrete have larger shrinkage behaviour compared to ordinary concrete, in accordance to the expectations. The influence of the autogenous shrinkage of UHPC increases because it has a much lower water-cement ratio than normal concrete. In contrast to that the influence of drying shrinkage decreases.

The final one-dimensional shrinkage coefficient of UHPC is approximate by three times larger than the one of normal concrete. Actually autogenously shrinkage is only considered in DIN 1045 for high performance concrete up to a compressive strength of 120 N/mm². The calculated values are in good accordance with our measurement values of the long term shrinkage experiments.

To analyze the early age shrinkage of UHPC is practice a test rig of the code of practice for fibre reinforced concrete published by the “Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (ÖVBB)” was chosen. The results show a principle effect of PP-fibres concerning the early age cracking. This result allows classifying the UHPC with fibres and the dose of fibres in different early age cracking classes.

The early age cracking is that big, that the usual evaluation method, as described in the code of practice for fibre reinforced concrete, leads to wrong results. In this code of practice just the lengths of cracks are summed up and are compared with a reference sample. This method works well for normal concrete because the amount and the width of cracks are small. But if the cracks get larger, as it is the case which UHPC, this must be considered in the evaluation. As a result of our investigation the term “rated crack length” is introduced. The length of cracks and their width is multiplied to a crack area or “rated crack length” which is compared with the similar value of a reference sample. The result is now clear. As expected the tendency to early age cracking got lower with an increasing amount of polypropylene fibres. It was possible to derive a clear classification to the early age cracking classes for the investigated types of UHPC with PP-fibres.

The early age cracking behaviour of ultra high performance concrete is in comparison to normal concrete much larger. With the addition of polypropylene fibres it is possible to compensate this negative property significantly.

14 Verzeichnisse

14.1 Literaturverzeichnis

- [1] **Schneider, U.:** „Grundlagen“, Wiener Baustofflehre Blätter – TU Wien, Schriftreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz Wien, 1992
- [2] **Schneider, U.:** „Frischbeton“, Wiener Baustofflehre Blätter – TU Wien, „Festbeton“, Wiener Baustofflehre Blätter – TU Wien, Schriftreihen des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, Wien, 1992
- [3] **Schneider, U.:** „Sonderkapitel der Baustofflehre, Hochfester Beton“, Wiener Baustofflehre Blätter – TU Wien, Schriftreihe des Instituts für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, Wien, 1998
- [4] **Grube, H.:** „Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile“, Schriftreihe der Zementindustrie, Heft 52/1991 Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 1991
- [5] **Rinder, T.:** „Autogenes Schwinden von hochfestem Beton“, Vortrag zur Forschungsbesprechung, Stuttgart, Februar 2000
- [6] **Betonlexikon.:** <http://www.ch.skw-mbt.com/german/lexikon/>
<http://www.beton-lexikon.de>
download: 10.10.2002
- [7] **DIN 4227:** Teil 1, Spannbeton
1988
- [8] **Richtlinie Faserbeton,** Österreichischer Verein für Beton- und Bautechnik, Wien, März 2002
- [9] **Seiler R., Dozent:** Institut für Hochbautechnik, ETH-Hönggerberg Entwicklung der Betontechnologie, download: 15. 01.2003
<http://baudok.ethz.ch/beton/betontech/betona.html>
- [10] **Dallaire E.; Aitcin, P.-C.; Lachemi, M.:** „High Performance Powder“, Civil Engineering, January, 1998

-
- [11] **Ibach, Hans Detlev:** "Zum Kriechen und Schwinden von Verbundbrücken auf Grundlage der Eurocodes",
Technische Universität München, 2/2001
- [12] **Richtlinie für hochfeste Betone:** Ergänzung zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B65 bis B115,
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1995
- [13] **Astradur Industrieboden AG:**
www.astradur.de, download: 15.11.2002
- [14] **Beltzung, F.:**
http://ibwk28.ethz.ch/deutsch/semarb_ss01.html, download: 10.06.2002
- [15] **Springschmidt, R.; Stark, J.:**
http://www.ub.tum.de/jahrbuch/d_bau93.html, download: 15.11.2002
- [16] **Heidelberger Calcium Aluminates, Heidelbergcement Group,**
<http://www.hca.com/pages/deutsch/glossar.htm>, download: 15.11.2002
- [17] **ÖNORM B 3303:** Betonprüfung
2002
- [18] **ÖNORM EN 12617:** Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken
Prüfverfahren, Entwurf: 1999-09-01
- [19] **ÖNORM EN 12617-4:** Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken
Prüfverfahren, Entwurf: 1. Oktober 1998
- [20] **Schleibinger Schwindrinne:**
<http://www.schleibinger.com/schwindrinne/schwindrinne.pdf>
download: 10.01.2003
- [21] **Shrinkage of Concrete, Shrinkage 2000:** RILEM Publications S.A.R.L.
Baroghel-Bouny and P.-C. Aïtcin, Paris, France 16-17 October 2000
- [22] **Franz Häußler:** Diplomarbeit: Frühschwinden von Faserbetonen
Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Institut für Baustoffe und Bauphysik, Innsbruck, September 2001
- [23] **Deutsches Institut für Bautechnik 28:** Richtlinie für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel, Nr. 5, S. 122-135, 1997
- [24] **Tzawa E.:** Autogenous Shrinkage of Concrete, E&FN SPON,
Hiroshima, 1998

- [25] **Padron I. und Zollo R. F.:** Effect of Synthetic Fibres on Volume Stability and Cracking of Portland Cement Concrete and Mortar. ACI Material Journal, July – August 1990, V87, No.4, S.327-332.
- [26] **Al-Tayyib A. J., Al-Zahrani M.M., Rasheeduzzafar, Al-Sulaimani G.J.:** Effect of Polypropylen Fiber Reinforcement on the Properties of Fresh and Hardened Concrete in the Arabian Gulf Environment. Cement and Concrete Research (1988), Vol. 18, No. 4, S. 561-570
- [27] **Schachinger Ingo, Schmidt Karl, Heinz Detlef:**
Fachzentrum Baustoffe der TUM, Kolloquium_Schleibinger_Sept2002.pdf,
www.schleibinger.com/augsburg2002/, download: 10.12.2002
- [28] **Grzybowski M.; Shah S. P.:** Shrinkage Cracking of Fiber Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, March-April 1990, V87, No. 2, S138-148
- [29] **CUR-Aanbeveling A42:** Bepaling van de invloed van polypropylenvezels in beton op de vorming van plastische krimp scheuren. In: Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving (1997), NL, <http://www.bouwweb.nl/CUR/network.html>
- [30] **CUR-Rapport C88:** Scheurvorming in jong Beton. In: Civieltechnisch Centrum Uitvoering Resarch en Regelgeving (1997), NL, <http://www.bouwweb.nl/CUR/network.html>
- [31] **BorsmansG.:** Untersuchung von Fortatech Ecomix im Hinblick auf die CUR-Empfehlung 42. In: intro, Institut für Materialkunde- und Umweltforschung (1997), NL 6130 PD Sittard.
- [32] **Zwartkruis T.; Pietersen H. S.:** Examination of Forta-Fibres with Respect to CUR-Recommendation 42 (Shrinkage Cracking). intro, Institute for Materials- and Environmental Research B. V. (1996), NL 6130 PD Sittard
- [33] **Betonbau 1 + 2:** Technische Universität Wien, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, 2. Auflage, Jänner 2000
- [34] **Baustofftechnische Daten:** 18. Auflage neu überarbeitet, Readymix Baustoffgruppe, download: Jänner 2003
- [35] **Cheyrezy M.-H., Maret V., Frouin L.:** „Microstructural Analysis of RPC“, Direction Scientifique, France, 1995
- [36] **König G.:** Sonderdruck aus dem Betonkalender Hockleistungs-beton, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1996

-
- [37] **Richard P.; Cheyrezy M. H.:** "Reactive Powder Concretes with high Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength", American Concrete Spring Convention, San Francisco, March 1994
- [38] **Birelli G.; Dugat J.; Bekaert A.:** The Use of RPC in Cross Flow Cooling Towers. International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes, Vol. 3, pp. 59-73 Sherbrooke, Kanada, 1998
- [39] **ACI 440R-96:** State of the Art Report on Fiber Reinforced Plastic, Reinforcement for Concrete Structures, Detroit, February 1996
- [40] **Maidl B.:** Stahlfaserbeton, Ernst Verlag, Berlin 1991
- [41] **Bekaert:** Produktbeschreibung, Bekaert Stahlfasern
- [42] **König G.:** "Reaktive Powder Concrete", Bautechnik 74, Heft Nr. 10, 1997
- [43] **Fibrin:** www.fibrin.at, download: 20.01.2003
- [44] **Weigler H.; Karl S.:** "Beton / Arten-Herstellung-Eigenschaften", Ernst, Berlin, 1989
- [45] **Richard P.; Cheyrezy M. H.:** "Composition of Reactive Powder Concretes", Direction Scientifique Bouygues, France, 1995
- [46] **Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg:** „Anmerkungen zur künftigen europäischen Betonnorm ÖNORM EN 206“ akkreditierte Prüf-, Überwachungs- und Kalibrierstelle, 2002
- [47] **Tritthart DI Gernot,** Sonderdruck aus Zement und Beton: „Bindemittelrelevante Aspekte der neuen Österreichischen Betonnorm ÖNORM B 4710-1“, 1/2001
- [48] **Slowik Prof, Dr.-Ing. Volker:** „Untersuchungen zur Schwindrissneigung von Beton mit Austorfaser 3214“, HTWK Leipzig (FH), März 2002
- [49] **Müller H.; Kvitsel V.:** „Kriechen und Schwinden von Beton“, Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis, Beton und Stahlbetonbau 97, 2002, Heft 1
- [50] **Dischinger F.:** „Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken“, Bauingenieur 18, 1937

-
- [51] **Dischinger F.:** „Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken“, Bauingenieur 20, 1939
- [52] **ÖNORM B 4700:** Stahlbetontragwerke
Ausgabe: 2001-06-01
- [53] **ÖNORM B 4750:** Spannbetontragwerke
Ausgabe: 2000-11-01
- [54] **AFGC Groupe de travail BFUP.:** Wissenschaftliche und technische Berichte über Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Zwischenbericht, Frankreich, Jänner 2002
- [55] **Transportbeton:** <http://www.zement.at/downloads/Transportbeton2002.pdf>
download: 24.03.2003
- [56] **Sellevoid E., Bjontegaard O. (FCB), Justnes H. und Dahl P. A.:** (SINTEF): High Performance Concrete: Early Volume Change and Cracking Tendency. In: Thermal Cracking in Concrete at Early Ages, rilem, Munich, 10-12.10.1994, E&FN Spon.
- [57] **Dahl P. A.:** Cracking tendency of kernit fiber reinforced concrete exposed to plastic shrinkage. In: SINTEF Report (1988), Trondheim, Norwegen.
- [58] **Pfeiler A.:** Diplomarbeit am Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz, TU-Wien, 2000
- [59] **H. Le Chatelier :** Sur les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments, Bulletin de la Société d'Encouragement pour l'Industrie Nationale, p. 54-57, 1900
- [60] **ÖNORM B 4710-1/02 Beton Teil 1:** Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konfirmationsnachweis (Regeln zur Umsetzung der EN 206-1)
- [61] **ÖNORM EN 12350-X/00:** Prüfung von Frischbeton, 2000
- [62] **ÖNORM EN 12390-X/00/01:** Prüfung von Festbeton, 2001
- [63] **ÖNORM B 3309:** Aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe für die Betonherstellung (AHWZ)
- [64] **ÖNORM EN 12390-4:** Prüfung von Festbeton, Druckfestigkeit, 2001
- [65] **ÖNORM EN 12390-5:** Prüfung von Festbeton, Biegezugfestigkeit, 2001

14.2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Zeichnung aus einem Patent zur Bewehrung von Betondecken, Francois Coigte, 1845 William Boutland Wilkinson, Zeichnung aus seinem Patent für Eisenbetonverbunddecken; [9].....	4
Abbildung 2:	Einfluss des Silicastaubes auf die Druckfestigkeit; [36]	15
Abbildung 3:	Konsistenz in Abhängigkeit vom W/Z-Wert mit und ohne HBV (Hochleistungsbetonverflüssiger); [6].....	19
Abbildung 4:	Typische Spannungs- Dehnungsbeziehungen von Kohlenstoff-, Aramid-, Stahl-, AR-Glas- und Polypropylenfasern; [39].....	22
Abbildung 5:	Stahlfaserarten; [41]	23
Abbildung 6:	Bruchenergie als Fläche unter der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung; [41].....	23
Abbildung 7:	Rissbremsende und –verteilende Wirkung von Fasern; [6].....	24
Abbildung 8:	Zusammenhang von Zugkraft und Dehnung von Beton mit und ohne Fasern; [6].....	24
Abbildung 9:	Unterschiedliche Abbindeigenschaften von Normalbeton und UHPC; [6].....	28
Abbildung 10:	Einfluss des W/Z-Wertes auf die Betoneigenschaften; [6]	29
Abbildung 11:	Einfluss des W/Z-Wertes und des Hydratationsgrades auf die Druckfestigkeit von Zementstein; [2].....	30
Abbildung 12:	Hydratation des Zementkorns; [6].....	31
Abbildung 13:	Zusammenhang zwischen Relativedichte und W/B-Wert; [45]	32
Abbildung 14:	Druckfestigkeit als Funktion der Wasserbaddauer; [58].....	38
Abbildung 15:	Kriechen: Zeitabhängige Zunahme der Verformung unter einer andauernden konstanten Spannung; [33]	40
Abbildung 16:	Einfluss der Bewehrung auf den Kriechprozess; [33]	40
Abbildung 17:	Einfluss des Zustandes 2 auf die Kriechverformung; [33].....	41
Abbildung 18:	Verformung eines einseitig bewehrten Betonkörpers infolge Schwinden; [33]	42
Abbildung 19:	Kraft-Verformungsverhalten eines Zugstabes unter Zwangsbeanspruchung; [33].....	43

Abbildung 20:	Stadien der Temperatur- und Spannungsentwicklungen zufolge Hydratationswärme und anschließender Abkühlung; [33].....	45
Abbildung 21:	Betoneigenspannungen (qualitativ) infolge Abfließens der Hydratationswärme bei einer Wandscheibe mit und ohne Dämmung; [33]	47
Abbildung 22:	Veröffentlichung von Le Chatelier 1900; [59]	50
Abbildung 23:	Menisken	52
Abbildung 24:	Austrocknung von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur, Feuchte, Windgeschwindigkeit und Betontemperatur; [60]	53
Abbildung 25:	Verhältnis chemisches und autogenes Schwinden; [21].....	55
Abbildung 26:	Vergleich der geprüften und numerischen Kriechfunktion von UHPFRC bei unterschiedlichem Belastungsbeginn; [54]	66
Abbildung 27:	Kriechtestaufbau; [54]	67
Abbildung 28:	Zeitliche Spannungsentwicklung eines UHPFRC; [54]	68
Abbildung 29:	Vergleich Testergebnisse mit dem errechneten Verlauf; [54]	68
Abbildung 30:	Spezifische Kriechfunktion von UHPC 200 ohne thermische Nachbehandlung; [54].....	69
Abbildung 31:	Superposition nach Boltzmann; [11]	71
Abbildung 32:	Zeitfunktion für Schwinden β_s und Kriechen β_c nach EC2 mit $f_{cm} = 43$ MPa und $RH = 80$ %; [11]	75
Abbildung 33:	Zeitlicher Verlauf des Kriechens β_c für B 40 bei $RH=50$ %; [53]..	78
Abbildung 34:	Zeitlicher Verlauf des Kriechens β_c für B 40 bei $RH=80$ %; [53]..	78
Abbildung 35:	Übliche Definition der Verformungskomponenten von Beton im Einstufenversuch; [49]	80
Abbildung 36:	Zeitlicher Verlauf von autogenem Schwinden und Trocknungsschwinden (vers.; verhinderte Feuchteabgabe); [49]	80
Abbildung 37:	Endwert des autogenen Schwindens in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit für verschiedenen Zementtypen; [49]	83
Abbildung 38:	Endwerte des Trocknungsschwindens in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit bei verschiedenen Umgebungsfeuchten RH und Zementtypen; [49].....	85
Abbildung 39:	Zeitfunktion des Schrumpfens (Formel 34) und des Trocknungsschwindens (Formel 37) für verschiedene Bauteildicken (halblogarithmischer Maßstab); [49]	86

Abbildung 40: Versuchsdurchführung des Flaschentests; [5]	88
Abbildung 41: Ballontest; [24]	89
Abbildung 42: Pyknometeraufbau; [5]	90
Abbildung 43: Modelle zur Messung des autogenen Schwindens; [5]	90
Abbildung 44: Exsikkator - Messverfahren zur Bestimmung des autogenen Schwindens; [5]	91
Abbildung 45: Schwindrinne; [20]	93
Abbildung 46: Schleibinger Schwindrinne mit Stempel, Lagerbock, Geberaufnahme; [20]	94
Abbildung 47: Lineare Messverfahren zur Bestimmung des autogenen Schwindens von hochfesten Beton; [5]	95
Abbildung 48: Messapparat für die Erfassung von autogenem Schwinden; [56]	95
Abbildung 49: Messvorrichtung mit Kalibrierungsstab, Stahlschalung mit Messzapfen zur Herstellung der Prismen für Langzeitschwinden	96
Abbildung 50: Probekörper zum Messen von Schwind- und Zugverhalten von ultrahochfestem Beton; [5]	98
Abbildung 51: Schleibinger Schwindkegel Model: deltaEL; [20]	98
Abbildung 52: Schwindkegel Funktionsprinzip; [20]	99
Abbildung 53: Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, a: im Werkstoffmodell der Bewehrung; b: im Werkstoffmodell des Betons; [33]	102
Abbildung 54: Kraft-Dehnungs-Diagramm für einen Zugstab. Die Dehnungen in Abhängigkeit der Zugkraft F betragen bei Ansatz der ideellen Querschnittsfläche; [33]	103
Abbildung 55: Innere Kräfte und Dehnungen bei Erstrissbildung; [33]	103
Abbildung 56: Versuchsaufbau an der Universität Trondheim; [57]	104
Abbildung 57: Schwindring und Rissbreitenermittlung auf konzentrischen Messlinien; [5]	105
Abbildung 58: Absaugeinrichtung aus dem Versuchsaufbau Innsbruck; [22] ...	106
Abbildung 59: Messkreise S1 und S2 an denen die Rissbreiten bestimmt werden; [22]	107
Abbildung 60: Versuchseinrichtung aus HTWK Leipzig (FH); [48]	108
Abbildung 61: Schwindring Skizze aus der Richtlinie Faserbeton; [8]	112
Abbildung 62: Platte mit Ring; [25]	114

Abbildung 63:	Schematische Versuchsanordnung; [28]	116
Abbildung 64:	Reißrahmen, schematische Darstellung	118
Abbildung 65:	Temperatur- und Spannungsentwicklung im Reißrahmen; (240 kg/m ³ Zement und 120 kg/m ³ Flugasche, angelieferte Ausgangsstoffe).....	119
Abbildung 66:	Kleinprüfkörper zur Bestimmung der Faserbetonklassen	120
Abbildung 67:	Schwindschalung	121
Abbildung 68:	Verbesserungsvorschläge Schwindring.....	122
Abbildung 69:	Versuchsaufbau zur Beobachtung der Rissentwicklung als Folge des plastischen Schwindens.....	123
Abbildung 70:	Ventilator Marke Honeywell, HV-140E, Ø 36 cm, Leistung 100W, Fördervolumen freiblasend 3600 m ³ /h.	123
Abbildung 71:	Tunnelaufbau	124
Abbildung 72:	Tunnelmündung	124
Abbildung 73:	Strömungssonde.....	125
Abbildung 74:	Bestandteile UHPC	126
Abbildung 75:	Materialzustand nach dem Mischen	127
Abbildung 76:	Rütteltisch	129
Abbildung 77:	Windkanal mit Proben; Die zwei Vergleichsproben werden zeitlich versetzt in den Windkanal gestellt	130
Abbildung 78:	Probe P 0(2) ohne PP-Fasern	131
Abbildung 79:	Probe P 0 (3) ohne Fasern	133
Abbildung 80:	Probe P 2 (1) mit 2 kg/m ³ PP-Fasern.....	133
Abbildung 81:	Vergleich Risslänge – bewertete Risslänge.....	134
Abbildung 82:	Durchgerissene Probe P 0 (3) ohne PP-Fasern	135
Abbildung 83:	Risstiefe der Probe P 5 (1) mit 5 kg/m ³ PP-Fasern.....	135
Abbildung 84:	Typisches Rissbild einer Probe ohne PP-Fasern.....	136
Abbildung 85:	Rissbild einer Probe mit 4 kg/m ³ PP-Fasern.....	136
Abbildung 86:	Unzureichende Verankerung des Betons am Außenring	137
Abbildung 87:	Tangentialrisse führen zum Verklemmen des Innenrings	137
Abbildung 88:	Probe P 0 (4) – max. Rissbreiten über 1 mm.....	138
Abbildung 89 :	Sehr stark ausgetrocknete obere Schicht (weißer Rand).....	138
Abbildung 90:	Verwendete Polypropylenfaser FIBRIN 623	139
Abbildung 91:	Kalibrierungsstab, Nullmessung	145

Abbildung 92: Langzeitschwindmessung.....	145
Abbildung 93: Langzeitschwindversuch – Probe P 0(2) ohne PP-Fasern.....	147
Abbildung 94: Langzeitschwindversuch – P 4 mit 4 kg/m ³ PP-Fasern.....	149
Abbildung 95: Vergleich Ausbreitmaß.....	150
Abbildung 96: Vergleich Gewichtsverlust.....	151
Abbildung 97: Probe P 0(1) – Versuchsreihe 1.....	153
Abbildung 98: Probe P 0(2) – Versuchsreihe 1.....	153
Abbildung 99: Probe P 1(1) – Versuchsreihe 2.....	155
Abbildung 100: Probe P 1 (2) – Versuchsreihe 2.....	155
Abbildung 101: Vergleich Rissbilder P 0 (1) und P 5 (1).....	157
Abbildung 102: Reduktion der Rissneigung in [mm ²].....	157
Abbildung 103: Reduktion der Rissneigung in [%].....	158
Abbildung 104: Versuchsaufbau Biegezugversuch	159
Abbildung 105: Versuchsreihe 1 – Biegezugfestigkeit.....	161
Abbildung 106: Versuchsreihe 2 – Biegezugfestigkeit.....	161
Abbildung 107: Versuchsaufbau Druckversuch	163
Abbildung 108: Versuchsreihe 1 - Druckfestigkeit	165
Abbildung 109: Versuchsreihe 2 – Druckfestigkeit	165
Abbildung 110: Vergleich Ausbreitmaß Duomix M 20.....	168
Abbildung 111: Verwendete Sieblinie	170
Abbildung 112: Erste Nullmischung Probe P 0 (1)_1.....	171
Abbildung 113: Erste Faserverstärkte Probe P 1,5 (1)_1 mit 1,5 kg/m ³ PP-Fasern Duomix M 6-16	171
Abbildung 114: Zweite Nullmischung Probe P 0 (2)_2.....	174
Abbildung 115: Zweite Faserverstärkte Probe P 0,9 (2)_2 mit 0,9 kg/m ³ PP-Fasern Duomix M 6-16	174
Abbildung 116: Versuchsreihe 3 – Druckversuch (1,5).....	175
Abbildung 117: Versuchsreihe 3 (0,9) – Druckversuch	176
Abbildung 118: Reduktion der Rissneigung von UHPC durch PP-Fasern.....	178

14.3 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Typische Zusammensetzung eines UHPC 200; [37]	5
Tabelle 2:	Hauptklinkerphasen im Portlandzementklinker; [34]	6
Tabelle 3:	Hauptzementarten nach ÖN EN 197-1 (neu) und Zuordnung der Zemente nach DIN 1164-1:1994 (alt); [34].....	7
Tabelle 4:	Hauptbestandteile der Zemente nach EN 197-1: 2000; [34].....	8
Tabelle 5:	Zusammensetzung Normalzemente nach EN 197-1: 2000; [34] .	10
Tabelle 6:	Hydratationswärme verschiedener Zemente (Richtwerte) bestimmt im Lösungskalorimeter nach EN 196-8 (20 °C, isotherme Lagerung); [34]	11
Tabelle 7:	Zusätzliche Anforderungen an Zement mit besonderen Eigenschaften, definiert als charakteristische Werte; [34].....	11
Tabelle 8:	Technische Kennwerte für Trass und Gesteinsmehle; [34].....	14
Tabelle 9:	Technische Kennwerte für Silicastaub; [34]	15
Tabelle 10:	Wirkungsgruppen der Betonzusatzmittel, Kennzeichnung; [34]...	17
Tabelle 11:	Eigenschaften von Fasern, Zementstein und UHPC; [39].....	21
Tabelle 12:	Maximale Zugabemenge von Zusatzstoffen, bezogen auf den Bindemittelgehalt nach ÖNORM B 4710-1; [47]	33
Tabelle 13:	k-Werte nach ÖNORM B 4710-1 für Zusatzstoffe nach EN 450 und B 3309, gilt für Zement CEM I 42,5 und höher; [47].....	33
Tabelle 14:	k-Wert-Ansatz für Flugasche und Silicastaub; [34]	36
Tabelle 15:	Zeitlich veränderlichen Eigenschaften von UHPC ohne thermische Nachbehandlung; [54].....	65
Tabelle 16:	Grundschwindmaß ϵ_{cs0} für Normalbeton der Konsistenz F45; [53]	77
Tabelle 17:	Beiwerte nach Formel 33 und Formel 35 in Abhängigkeit vom Zementtyp; [49].....	82
Tabelle 18:	Zuordnung der Zementtypen nach EC 2 zu den Zementarten nach EN 197-1; [49].....	82
Tabelle 19:	Schleibinger Schwindrinne – Technische Daten; [20].....	93
Tabelle 20:	Verringerung der Frühschwindrissbildung – FS Klassen; [8]	111
Tabelle 21:	Charakteristische Werte des Reißrahmenversuches	118
Tabelle 22:	Vergleich P 0 (3) – P 2 (1)	134

Tabelle 23:	Neue Probenbezeichnungen – Versuchsreihe 1.....	140
Tabelle 24:	Mischungsentwurf – Versuchsreihe 1	141
Tabelle 25:	Langzeitschwindversuch – Probe P 0 (5).....	142
Tabelle 26:	Probenbezeichnungen – Versuchsreihe 2	143
Tabelle 27:	Mischungsentwurf – Versuchsreihe 2	144
Tabelle 28:	Langzeitschwindversuch – Probe P 0(2) ohne PP-Fasern.....	146
Tabelle 29:	Langzeitschwindversuch – Probe P 4 mit 4 kg/m ³ PP-Fasern ...	148
Tabelle 30:	Auswertung Probe P 0(1) und P 0(2) – Versuchsreihe 1	152
Tabelle 31:	Auswertung Probe P 1(1) und P 1(2) – Versuchsreihe 2	154
Tabelle 32:	Zusammenfassung – Versuchsreihe 1.....	156
Tabelle 33:	Zusammenfassung – Versuchsreihe 2.....	156
Tabelle 34:	FS-Klassen: Verringerung der Frühschwindrissbildung; [8]	158
Tabelle 35:	Biegezugfestigkeit – Versuchsreihe 1	160
Tabelle 36:	Versuchsreihe 2 - Biegezugfestigkeit.....	162
Tabelle 37:	Versuchsreihe 1 – Druckfestigkeit	164
Tabelle 38:	Versuchsreihe 2 – Druckfestigkeit	166
Tabelle 39:	Ausbreitmaß – Versuchsreihe 3.....	168
Tabelle 40:	Mischungsentwurf – Versuchsreihe 3	169
Tabelle 41:	Probenbezeichnung – Versuchsreihe 3	170
Tabelle 42:	Rissauswertung – Duomix M 6-16	172
Tabelle 43:	Rissauswertung – Duomix M 20	173
Tabelle 44:	Versuchsreihe 3 – Druckversuch (1,5).....	175
Tabelle 45:	Versuchsreihe 3 (0,9) – Druckversuch.....	176

14.4 Gleichungsverzeichnis

Formel 1: Hydratation des Portlandzementklinkers mit Mikrosilica; [3]	17
Formel 2: W/B-Wert; [2] [60].....	31
Formel 3: Maximal anrechenbarer Anteil an Mikrosilica für den W/B-Wert; [46] ...	34
Formel 4: Maximaler Gehalt von Zusatzstoff; [47].....	35
Formel 5: Maximaler Bindemittelgehalt; [47]	35
Formel 6: Kriechverformung; [33].....	40
Formel 7: Carbonatisierung von Beton.....	56
Formel 8: Lineares Schwinden; [33].....	57

Formel 9: Expression proposed for autogenous shrinkage; [54]	64
Formel 10: Kriechfunktion; [54]	65
Formel 11: Kriechfunktion von UHPFRC; [54].....	66
Formel 12: Gesamtdehnung; [54].....	69
Formel 13: Zeitfunktion; [54].....	69
Formel 14: Kriechzahl; [11]	70
Formel 15: Gesamtdehnung; [11].....	70
Formel 16: Superpositionsgesetz nach Boltzmann; [11]	71
Formel 17: Superposition für stetige Spannungsänderungen; [11]	71
Formel 18: Wirksame Bauteildicke; [11].....	72
Formel 19: Dehnung; [11]	72
Formel 20: Schwinden; [11].....	73
Formel 21: Schwinden für eine zeitlich konstante Beanspruchung; [11]	73
Formel 22: Schwinden nach DIN 4227; [11].....	74
Formel 23: Vereinfachende Schwindberechnung; [11].....	74
Formel 24: Schwindverformung nach EC2; [11].....	75
Formel 25: Funktion für den zeitlichen Verlauf des Schwindens; [11].....	75
Formel 26: Schwindverformung nach ÖNORM B4750 Absatz 8.3; [33].....	76
Formel 27: Grundswindmaß; [33].....	76
Formel 28: Beiwert für den zeitlichen Verlauf des Schwindens; [33].....	77
Formel 29: Gesamtdehnung nach DIN 1045; [49].....	79
Formel 30: Mittlere Schwindverformung nach DIN 1045; [49].....	81
Formel 31: Autogenes Schwinden; [49]	81
Formel 32: Trocknungsschwinden; [49]	81
Formel 33: Grundswindmaß für autogenes Schwinden; [49].....	82
Formel 34: Zeitlicher Verlauf für autogenes Schwinden; [49].....	83
Formel 35: Grundwert für Trocknungsschwinden; [49].....	84
Formel 36: Beiwert für den Einfluss der Umgebungsfeuchte; [49]	84
Formel 37: Zeitlicher Verlauf für Trocknungsschwinden; [49]	84
Formel 38: Beiwert zur Berücksichtigung der inneren Austrocknung; [49].....	84
Formel 39: Zustand 1; [33]	103
Formel 40: Biegezugfestigkeit aus einem Dreipunktversuch.....	159
Formel 41: Druckfestigkeitsbestimmung	163