



# DIPLOMARBEIT

## Master Thesis

### **Beitrag zur Untersuchung der auftretenden Kräfte beim Schwinden von Beton in Abhängigkeit der Zementsorten**

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

unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof.i.R. Baurat.h.c. Dipl.-Ing. Dr.techn. Elemer Bölcskey  
Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr. techn. Johannes Kirnbauer  
Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Heinrich Bruckner

E206

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Bc. Marcel Janik

Matrikelnummer 1127444

1030 Wien

Wien, am 24. Dezember 2014

.....

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit wurde am Institut für Hochbau und Technologie, Zentrum für Baustoffforschung, Werkstofftechnik und Brandschutz an der Technischen Universität Wien erstellt.

Mein Dank gilt Herrn Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Heinrich Bruckner für die Möglichkeit diese Diplomarbeit an diesem Institut auszuführen und für seine fachliche Unterstützung, die mir bei der Entstehung dieser Arbeit geholfen hat.

Für die Begutachtung dieser Arbeit möchte ich Herrn Ao.Univ.Prof.i.R. Baurat.h.c. Dipl.-Ing. Dr.techn. Elemer Bölcskey danken.

Mein Dank gebührt ebenso Herrn Amtsdirektor Ing. Hubert Mayerhofer und Herrn Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr. techn. Johannes Kirnbauer, die mich bei meinen Versuchen im Labor unterstützt haben.

Besonderer Dank gilt meinen Eltern, meinen Schwestern und meiner Freundin, welche mich immer unterstützt haben und stets für mich da waren.

## **Kurzfassung**

Schwinden als eine Volumenänderung des porösen Baustoffs, die nicht durch eine Lastwirkung, sondern durch die Änderung des Wasserhaushaltes verursacht ist, spielt eine wichtige Rolle im Betonbau. Das Schwinden von Beton wurde in vielen Arbeiten untersucht, wobei meistens eine Längenänderung oder Spannung infolge von Schwinden gemessen wurde. Die Frage, wie groß die Kräfte die das Schwinden verursachen sind, bleibt jedoch ungeklärt. Ziel der Arbeit ist deshalb eine Messvorrichtung herzustellen, die diese Kräfte direkt messen kann, um neue Erkenntnisse im Hinblick auf die dadurch entstehende Rissgefahr zu erlangen.

In mehreren experimentellen Versuchsreihen wurden erstmals verschiedene Varianten der Messvorrichtung getestet, bis eine wiederholbare Messung möglich war. Die Einflüsse der Zementsorten auf die Schwindkräfte konnten mit dieser Messmethode charakterisiert werden. Dabei wurden neben der Druckfestigkeit im Rahmen der Versuchsreihen auch der Elastizitätsmodul und eine Struktur des Zementsteins an der Bruchfläche untersucht und interpretiert.

## **Abstract**

Shrinkage as a change in volume of the porous material that is not caused by a load, but by the change of the water balance, plays an important role in concrete construction.

Current research has focused on length elongation or tension of concrete during the process of shrinkage. The question of the influencing forces has not been researched until now. Aim of this thesis is to develop an direct measurement mechanism of the shrinkage forces. Gathering knowledge in danger of crack initiation is the major goal.

In many experimental runs several types of measurement devices are testest until a repeatable result is reached. This specific measurement method characterizes the influences of cement types on the shrinkage forces. The studies analyzes the pressure resistance, elastic modulus and the structure of the cement stone on the fractured surface.

# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	8
2	Grundlagen.....	10
2.1	Ultra-High-Performance-Concrete (UHPC).....	10
2.1.1	Allgemeines .....	10
2.1.2	Anwendung.....	11
2.1.3	Ausgangsstoffe .....	12
2.1.3.1	Zement.....	12
2.1.3.2	Gesteinskörnung.....	21
2.1.3.3	Wasser .....	22
2.1.3.4	Zusatzstoffe .....	22
2.1.3.5	Zusatzmittel .....	23
2.1.3.6	Fasern .....	24
2.2	Zementsteinmodelle .....	25
2.2.1	Modell nach Powers .....	25
2.2.2	Feldman-Sereda Modell.....	27
2.2.3	Jennings-Tennis-Modell .....	27
2.2.4	Modell nach Wittman und Setzer (Münchener Modell).....	28
2.3	Schwinden .....	29
2.3.1	Definition .....	29
2.3.2	Schwindmechanismen .....	30
2.3.2.1	Änderung der Oberflächenenergie .....	30
2.3.2.2	Spaltdruck .....	30
2.3.2.3	Kapillarwirkung .....	30
2.3.3	Arten des Schwindens.....	31
2.3.3.1	Kapillarschwinden (Frühschwinden oder plastisches Schwinden).....	31
2.3.3.2	Trocknungsschwinden .....	32
2.3.3.3	Autogenes Schwinden – chemisches Schwinden.....	33
2.3.3.4	Carbonatisierungsschwinden.....	34
2.4	Messung der Schwindspannung.....	35
2.4.1	Ring- Test .....	35
2.4.2	Der behinderte Ring- Test.....	36

3	Messvorrichtung und Vorversuche .....	39
3.1	Messvorrichtung .....	39
3.2	Versuchsdurchführung .....	40
3.2.1	Herstellung der Versuchsproben .....	40
3.2.2	Versuchsverfahren .....	40
3.3	Vorversuche .....	41
3.3.1	Vorversuch 1 .....	41
3.3.2	Vorversuch 2 .....	42
3.4	Voruntersuchungen .....	43
3.4.1	Versuchsreihe 1 .....	43
3.4.2	Versuchsreihe 2 .....	45
3.4.3	Versuchsreihe 3 .....	47
3.4.4	Versuchsreihe 4 .....	49
3.4.5	Versuchsreihe 5 .....	50
3.4.6	Temperaturmessung .....	52
3.4.7	Festigkeitsprüfungen .....	55
3.4.7.1	Biegezugfestigkeit .....	55
3.4.7.2	Druckfestigkeit .....	56
3.4.7.3	Statischer E-Modul .....	61
4	Versuchsdurchführung und Auswertung .....	66
4.1	Schwindkraft .....	66
4.1.1	Versuchsprogramm .....	66
4.1.2	Versuchsreihe 1 .....	67
4.1.3	Versuchsreihe 2 .....	69
4.1.4	Versuchsreihe 3 .....	71
4.1.5	Versuchsreihe 4 .....	73
4.1.6	Versuchsreihe 5 .....	75
4.1.7	Versuchsreihe 6 .....	77
4.1.8	Versuchsreihe 7 .....	79
4.1.9	Versuchsreihe 8 .....	81
4.1.10	Interpretation der Ergebnisse .....	83
4.2	Druckfestigkeit .....	89
4.2.1	Portlandzement CEM I 52,5 N, C <sub>3</sub> A-frei .....	89
4.2.2	Portlandzement CEM I 52,5 R .....	91
4.2.3	Interpretation der Ergebnisse .....	92

4.3	Statischer E-Modul .....	93
4.4	Struktur des Zementsteins an der Bruchfläche .....	97
4.5	Zusammenhang der Schwindkraftermittlung mit der Festigkeitsuntersuchungen .....	98
5	Zusammenfassung und Ausblick .....	99
6	Literaturverzeichnis .....	101

# 1 Einleitung

Die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen können durch Risse beeinträchtigt werden. Als Rissursache im Frischbeton kann u.a. eine rasche Volumenverminderung der oberflächennahen Betonschicht infolge Wasserentzugs genannt werden. Die Risse entstehen im jungen oder erhärteten Beton wenn die durch Eigenspannungen, Zwang und äußere Belastung hervorgerufenen Zugspannungen die vorhandene Zugfestigkeit des Betons erreichen. In der Praxis entstehen die Risse häufig durch Schwinden.

Als Schwinden wird die Volumenverminderung von Beton durch Austrocknung bezeichnet, die von vielen Einflüssen abhängig ist. Um die Schwindrisse zu vermeiden, ist es wichtig, die Abhängigkeit der auftretenden Schwindspannungen von den einzelnen Betonkomponenten zu ermitteln. Die Schwindspannungen wurden im Beton mit unterschiedlichen Methoden gemessen. Eine direkte Messung der Schwindkraft wurde jedoch noch nicht veröffentlicht.

Die Arbeit verfolgt zwei Ziele:

- Eine Messeinrichtung zur Messung der Schwindkraft herzustellen.
- Den Einfluss der unterschiedlichen Zementsorten als Hauptbestandteil des Betons auf die Schwindkräfte zu ermitteln.

Weil das Schwinden mit der Entwicklung der Ultrahochfeste Betone immer mehr diskutiert wird, wird im theoretischen Teil auf den Werkstoff UHPC eingegangen. Im Zuge dessen wird auf die wichtigste Komponente des Betons, Zement und auf die Grundlagen des Schwindens eingegangen. Weiter werden zwei verschiedene Messverfahren zur Bestimmung der Schwindspannungen erläutert.

Im zweiten Abschnitt wird die entwickelte Messeinrichtung vorgestellt, mit welcher eine Messung der Schwindkraft möglich ist. Im Rahmen der Voruntersuchungen werden mehrere Versuchsreihen mit einem Zement durchgeführt. Der Zweck dessen ist es, möglichst alle Einflüsse von Änderungen der Messeinrichtung auf die Prüfergebnisse zu ermitteln. Erst danach wird eine reibungslose Versuchsdurchführung mit wiederholbaren Ergebnissen möglich. Bei den Versuchen wird auch die Temperatur im Probekörper gemessen und der E-Modul bei verschiedenen w/z-Werten bestimmt. Diese zwei Faktoren sollen eine zusätzliche Information über das Schwindverhalten des Zements liefern.

Im dritten Teil werden die Hauptversuche durchgeführt und die Ergebnisse ausgewertet und interpretiert. Die Hauptversuche setzen sich aus 8 Versuchsreihen zusammen, wobei 8 unterschiedlichen Zementsorten geprüft werden:

- Portlandzemente                    CEM I 42,5 N, C<sub>3</sub>A-frei  
   CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei  
   CEM I 52,5 Weisszement  
   CEM I 52,5 R  
   SUPRA CEM 45
- Portlandhüttenzemente            CEM II/A-S 42,5 R  
   CEM II/B-S 32,5 R
- Hochofenzement                    CEM III/B 32,5 N

Für zwei Portlandzemente wird zusätzlich die Druckfestigkeit zu unterschiedlichen Zeiten gemessen und der statische E-Modul bestimmt.

## 2 Grundlagen

### 2.1 Ultra-High-Performance-Concrete (UHPC)

#### 2.1.1 Allgemeines

Beton kann als UHPC, im deutschsprachigen Raum auch als ultrahochfester Beton (UHFB), bezeichnet werden, wenn die charakteristische Würfeldruckfestigkeit  $150 \text{ N/mm}^2$  übersteigt. Ein wesentlicher Vorteil des UHPC ist seine enorme Druckfestigkeit, diese ist viel höher als die heutigen Normfestigkeitsklassen und kann mit speziellen Wärmebehandlungen bis zu  $250 \text{ MPa}$  gesteigert werden. All das ermöglicht eine Verkleinerung des Tragwerksquerschnittes und somit auch eine Verringerung des Eigengewichts des Bauwerks. Die somit geringeren Kosten für die Erhaltung, Sanierung und das Material, können die hohen Anlagekosten gegenüber Normalbeton ausgleichen. Der zweite und vielleicht noch wichtigere Vorteil ist eine längere Dauerhaftigkeit des Bauwerkes aus UHPC. Dies bezieht sich auf einen hohen Widerstand gegen Chlorangriffe, sowie Frost- und Korrosionsbeständigkeit und Abriebfestigkeit.

Die Festigkeit und Dauerhaftigkeit wird stark von den Luftporen im Beton beeinflusst. Je mehr die Rohdichte des Betons zunimmt, desto mehr steigt die Druckfestigkeit. Der Luftgehalt im Beton kann schon beim Mischen reduziert werden. Zur Anwendung kommt dabei z.B. ein Vakuummischprozess. Dieser Mischprozess hat Auswirkungen auf die Druckfestigkeit und Fließfähigkeit des Betons. Über die Leistungsfähigkeit und Einflüsse des Vakuummischprozesses im Hinblick auf die Frisch- und Festbetoneigenschaften hat sich *Kirnbauer* [1] in seiner Arbeit beschäftigt.

Um die Duktilität des Betons zu erhöhen, werden beim Mischprozess noch Stahlfasern hinzugefügt. Geometrie und Größe der Fasern spielt dabei eine wichtige Rolle. Größere Fasern bis zu rd.  $25 \text{ mm}$  Länge verbessern die Duktilität, sind aber schwer einzumischen und haben einen negativen Einfluss auf die Frischbetonkonsistenz.

Die Zugfestigkeit von Ultra-Hochfestem Beton kann bei der Verwendung von Fasern bis zu rd.  $15 \text{ N/mm}^2$  erhöht werden. Die Biegezugfestigkeit kann bis zu  $70 \text{ N/mm}^2$  betragen.

Die Eigenschaften und die Leistungsfähigkeit beruhen im Wesentlichen auf folgenden Faktoren [2]:

- einem hohen Anteil an Feinstkorn im Zementstein durch Zugabe geeigneter mineralischer Stoffe, für eine geringere Porosität des Zementsteins,
- einem niedrigen Wasser/Zement-Wert, der unter  $0,3$  liegt (Abbildung 2.1). Um eine bessere Konsistenz des Frischbetons zu gewährleisten werden Hochleistungsfließmittel benutzt,

- einer hohen Packungsdichte der Ausgangsstoffe damit das Festbetongefüge kompakter wird und der Hohlraumgehalt im Beton geringer ist und
- die Zugabe von Fasern (Metallfasern, synthetische Fasern, Naturfasern oder keramische Fasern), die die Duktilität und den Brandwiderstand verbessern, die Zugfestigkeit erhöhen und Schwindrisse und Schwindrissverformungen verringern [1].

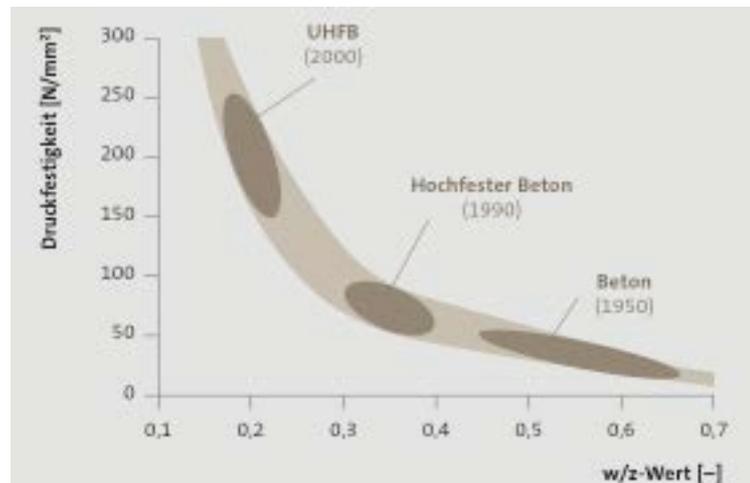


Abbildung 2.1: Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von w/z-Wert [3 S.3]

### 2.1.2 Anwendung

UHPC mit seiner großen Leistungsfähigkeit bietet als high-tech Material breite Möglichkeiten zur Anwendung. Die Bauwerke sind äußerst leicht, tragfähig und korrosionsbeständig. Die Spannweiten nehmen infolge des geringeren Eigengewichts zu, was beim Brückenbau große Bedeutung hat.

Erste Forschungen wurden in den 70er Jahren in den USA durchgeführt. Die Druckfestigkeit des Zementleims erreichte damals  $440 \text{ N/mm}^2$ . Die Entdeckung von Silikastaub und einem leistungsfähigeren Verflüssiger in den 90er Jahren bedeutete einen großen Entwicklungsschritt der hochfesten Betone. In Frankreich und Kanada wurde in den 90er Jahren der Reactive Powder Concrete (RPC) entwickelt. Im englischen Raum verwendete man den Ausdruck Ultra High Performance Concrete (UHPC), der bis jetzt als Ausdruck für Ultra-Hochfeste Betone gilt.

Die Ultra-Hochfesten Betone finden besonders in folgenden Bereichen ihre Anwendung:

- druckbeanspruchte Bauteile, z.B. Stützen, Wände
- biegebeanspruchte Bauteile, evtl. vorgespannt mit großer Spannweite und Steifigkeit, z.B. Balkonkonsolen, Brückenträger
- Bauteile mit hoher mechanischer und chemischer Belastung – Straßen, Tunnel, Industriefußböden, Chemikalienlager
- verlorene Schalungen in stark beanspruchten Bauwerksbereichen

- Verbundkonstruktionen, z.B. Verbunddecken, stahlummantelte Stützen
- Spezialkonstruktionen, z.B. Behälter, Schraubpfähle, Vorpressrohre, Ankerköpfe, Schallschutzelemente
- nichtkonstruktive Anwendungen, z.B. Kunstobjekte, Möbel, Designelemente.

Der Einsatzbereich ist groß, vom Designbereich bis zu architektonisch anspruchsvollen Bauwerken.

### **2.1.3 Ausgangsstoffe**

Normalen Beton kann man als 3-Stoff-Gemisch aus Gesteinskörnung, Zement und Wasser bezeichnen. Je weiter sich die Technologie von Betonen und Baumaterialien entwickelte, desto mehr Bestandteile wurden in den Beton eingemischt um die Eigenschaften zu verbessern. So entstand ein High-Tech-Beton als 5-Stoff-System aus Gesteinskörnung, Zement, Wasser, Zusatzstoffen und Zusatzmittel.

#### **2.1.3.1 Zement**

Zement ist ein anorganisches hydraulisches Bindemittel, das aus fein gemahlenden anorganischen Stoffen (Hauptsächlich aus Calciumsilikaten und Calciumaluminaten) besteht. Bei der Vermischung mit Wasser bildet sich ein Zementleim der durch Hydratationsreaktionen zu Zementstein erhärtet. Von anderen hydraulischen Bindemitteln z.B. hydraulischen Kalken unterscheidet sich Zement durch eine schnellere Erhärtung und Festigkeitsentwicklung (schnelle Erhärtung der  $C_3S$ -Tricalciumsilikat-Klinkerbestandteile) und häufig durch eine höhere Druckfestigkeit. In der Norm EN 197-1 sind folgende 5 Hauptzementarten definiert:

- CEM I Portlandzement
- CEM II Portland(komposit)zement
- CEM III Hochofenzement
- CEM IV Puzzolanzement
- CEM V Kompositzement.

Diese Hauptzementarten können entsprechend der Zugabemenge ihrer Hauptbestandteile in 27 Zementarten weiter unterteilt werden (Tabelle 2-1).

**Tabelle 2-1: Zusammensetzung der Normalzemente nach EN 197-1:2000 [4]**

Hauptzementarten	Normalzementbezeichnung		Zusammensetzung (Massenanteile in %)¹)										Nebenbestandteile²)	
			Hauptbestandteile											
			Portlandzementklinker K	Hütten-sand S	Silica-staub D³)	Puzzolane		Flugasche		ge-brannter Schiefer T	Kalkstein			
natür-lich P	natür-lich ge-tempert Q	kiesel-säure-reich V				kalk-reich W	L	LL						
CEM I	Portlandzement	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM II	Portland-hüttenzement	CEM II / A-S	80-94	6-20										0-5
		CEM II / B-S	65-79	21-35										0-5
	Portland-silica-staubzement	CEM II / A-D	90-94		6-10									0-5
	Portland-puzzolan-zement	CEM II / A-P	80-94	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II / B-P	65-79	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II / A-Q	80-94	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II / B-Q	65-79	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	-	0-5
	Portland-flugasche-zement	CEM II / A-V	80-94	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II / B-V	65-79	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	-	0-5
		CEM II / A-W	80-94	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	-	0-5
		CEM II / B-W	65-79	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	-	0-5
	Portland-schiefer-zement	CEM II / A-T	80-94	-	-	-	-	-	-	6-20	-	-	-	0-5
		CEM II / B-T	65-79	-	-	-	-	-	-	21-35	-	-	-	0-5
	Portland-kalkstein-zement	CEM II / A-L	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	-	0-5
		CEM II / B-L	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	-	0-5
		CEM II / A-LL	80-94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6-20	0-5
		CEM II / B-LL	65-79	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21-35	0,5
	Portland-komposit-zement⁴)	CEM II / A-M	80-94	← 6-20 →									0-5	
CEM II / B-M		65-79	← 21-35 →									0-5		
CEM III	Hoch-ofen-zement	CEM III / A	35-64	36-65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III / B	20-34	66-80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
		CEM III / C	5-19	81-95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0-5
CEM IV	Puzzolan-zement⁴)	CEM IV / A	65-89	-	← 11-35 →					-	-	-	0-5	
		CEM IV / B	45-64	-	← 36-55 →					-	-	-	0-5	
CEM V	Komposit-zement⁴)	CEM V / A	40-64	18-30	-	← 18-30 →		-	-	-	-	-	0-5	
		CEM V / B	20-38	31-50	-	← 31-50 →		-	-	-	-	-	0-5	

¹) Die in der Tabelle angegebenen Werte beziehen sich auf die Summe der aufgeführten Haupt- und Nebenbestandteile des Zementes.  
 ²) Nebenbestandteile sind besonders ausgewählte anorganische natürliche mineralische Stoffe, anorganische mineralische Stoffe aus der Klinkerherstellung oder als Hauptbestandteile verwendbare Stoffe, soweit sie nicht bereits Hauptbestandteile des Zementes sind.  
 ³) Der Anteil von Silicastaub ist auf 10 % begrenzt.  
 ⁴) 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.

Der wesentliche Bestandteil der Zemente ist Portlandzementklinker. Die chemische Zusammensetzung der Klinker hängt von den verwendeten Roh- und Brennstoffen, sowie den Brenn- und Abkühlbedingungen ab. Die oxidischen Hauptbestandteile des Klinkers bilden die Hauptklinkerphasen, wobei der wichtigste Klinkerbestandteil Alit ist. Er bildet die Festigkeit und bestimmt auch die Anfangs- und Endfestigkeiten [4]. Die Hauptklinkerphasen sind in der Tabelle 2-2 zu sehen.

**Tabelle 2-2: Hauptklinkerphasen im Portlandzementklinker [4]**

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

Außer Portlandzementklinker werden auch Hüttensand und Kalkstein als wichtige Hauptbestandteile verwendet. Einige besonderen Zementeigenschaften wie niedrige Hydratationswärme, niedriger Alkaligehalt oder hoher Sulfatwiderstand können bereits durch entsprechende Hüttensandanteile im Zement erzielt werden.

Hauptbestandteile der Zemente lt. Norm (Tabelle 2-3) sind Portlandzementklinker (K), Hüttensand (S), natürliche Puzzolane (P), natürlich getemperte Puzzolane (Q), kieselsäurereiche Flugaschen (V), kalkreiche Flugaschen (W), gebrannter Schiefer (T), Silicastaub (D) sowie zwei Kalksteinqualitäten (L) und (LL), die sich im Gesamtgehalt an organischem Kohlenstoff unterscheiden.

Nebenbestandteile sind besonders ausgewählte, natürliche oder künstliche anorganische Stoffe, die aufgrund ihrer Korngrößenverteilung die physikalischen Eigenschaften von Zement verbessern [5]. Diese Stoffe können schwach hydraulisch, latent hydraulisch oder puzzolanisch wirken oder inert sein.

Calciumsulfat wird dem Zement bei seiner Herstellung in Form von Gips, Halbhydrat oder Anhydrit in geringen Mengen zur Regelung seines Erstarrungsverhaltens zugesetzt. Gips und Anhydrit sind als natürliche Stoffe verfügbar, Calciumsulfat ist ein Nebenprodukt von bestimmten industriellen Verfahren.

Zementzusatzmittel werden zur Verbesserung der Herstellung von Zement oder von dessen Eigenschaften zugegeben. Diese dürfen die Korrosion der Bewehrung nicht fördern. Die Menge soll weniger als 1 M.-% betragen. Die Spuren von Chlorid aus den Rohstoffen sind bis zu 0,1 M.-% erlaubt, dem Zement dürfen aber keine Chloride zugesetzt werden [6].

**Tabelle 2-3: Hauptbestandteile der Zemente nach EN 197-1 [4]**

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: $\text{CaO}$ , $\text{SiO}_2$ , $\text{Al}_2\text{O}_3$ , $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , 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 ( $\text{CaO}$ ), Magnesiumoxid ( $\text{MgO}$ ) und Siliciumdioxid ( $\text{SiO}_2$ ) bestehen; der Rest enthält Aluminium und geringe Anteile anderer Verbindungen
Puzzolane		Natürliche Stoffe mit kieselensäurehaltiger oder alumosilicatischer Zusammensetzung oder einer 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 ( $\text{SiO}_2$ ) $\geq 25,0$ M% und Aluminiumoxid ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ); der Rest enthält Eisen(III)oxid ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) und andere Verbindungen
Kalkreiche Flugasche	(W)	Feinkörniger Staub mit hydraulischen und/oder puzzolanischen Eigenschaften; Wesentliche Bestandteile: reaktionsfähiges Calciumoxid $15,0$ M% $\geq$ ( $\text{CaO}$ ) $\geq 10,0$ M%, reaktionsfähiges Siliciumoxid ( $\text{SiO}_2$ ) $\geq 25,0$ M% und Aluminiumoxid ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ); der Rest enthält Eisen(III)oxid ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) und andere Verbindungen
Gebannter 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 ( $\text{CaO}$ ) und Calciumsulfat, größere Anteile puzzolanisch reagierender Oxide, insbesondere Siliciumdioxid ( $\text{SiO}_2$ )

## **Sonderzemente**

Die Sonderzemente werden für besondere Aufgaben hergestellt. Dabei stehen Sonderformen der Normzemente im Vordergrund, bei denen bestimmte Eigenschaften besonders entwickelt sind. Sie sind nicht so universell anwendbar wie die üblichen Normzemente [6]. Zemente mit besonderen Eigenschaften sind wie die Normalzemente nach EN 197-1 bezeichnet, aber zusätzlich durch die Kennbuchstaben für die besondere Eigenschaft (z.B. LH, HS, NA).

### **Zemente mit niedriger Hydratationswärme (LH)**

Diese Zemente dürfen bei der Bestimmung der Hydratationswärme nach dem Lösungswärmeverfahren gemäß EN 196-8 in den ersten 7 Tagen eine Wärmemenge von höchstens 270 J/g entwickeln. Diese Bedingung wird z.B. von Hochofenzementen mit hohem Hüttensandanteil und auch von Portlandzementen mit niedrigem Gehalt an  $C_3A$  erfüllt. LH-Zemente weisen eine langsamere Festigkeitsentwicklung auf als reguläre Zemente der gleichen Festigkeitsklasse [4].

### **Zemente mit hohem Sulfatwiderstand (HS)**

Als HS-Zemente gelten nach EN 197-1 Portlandzemente mit einem Gehalt an  $C_3A$  von höchstens 3 M.-% und  $Al_2O_3$  von höchstens 5 M.-%, oder Hochofenzemente mit Hüttensandgehalten von mehr als 66 M.-% [4].

### **Zemente mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt (NA)**

Für NA-Zemente wird der Gesamtalkaligehalt, bestimmt als  $Na_2O$ -Äquivalent, begrenzt. Für Zemente liegt er allgemein bei 0,60 M.-%  $Na_2O$ -Äquivalent. Es wird davon ausgegangen, dass in hüttensandhaltigen Zementen nicht der gesamte Alkaligehalt bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion wirksam wird, im Gegensatz zum Portlandzement. Deswegen sind die Grenzwerte des zulässigen Gesamtalkaligehaltes für hüttensandhaltige Zemente höher. Mit bauaufsichtlicher Zulassung sind auch Zemente CEM II/B-S als NA-Zemente produzierbar [4].

Für kurze Herstellungs- und Verarbeitungszeiten werden die Zemente mit verkürztem Erstarren (FE,SE) verwendet. Bei Zementen mit erhöhtem Anteil an organischen Zusätzen (HO) darf die Menge an organischen Zusatzmitteln im Trockenzustand einen Wert von 1 M.-% nicht überschreiten.

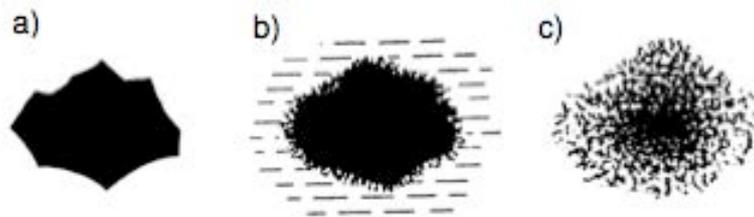
## **Hydratation von Zement – Reaktion mit Wasser**

Bei der Vermischung des Zements mit Wasser entsteht ein Zementleim, eine Suspension die flüssig bis plastisch wirkt. Die ersten chemischen Reaktionen des Zements mit dem Anmachwasser beginnen unmittelbar nach dem Vermischen. Diese Reaktionen werden als Hydratation bezeichnet. Vereinfachte Darstellung der wichtigsten chemischen Reaktionsprozesse, (Zement-) Klinkermineralien + (Anmach-) Wasser, kann wie folgt angegeben werden [7]:

- |    |   |  |
|----|---|--|
| 1. | $2 (3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2) + 6 \text{ H}_2\text{O}$      | $3 \text{ CaO} \cdot 2 \text{ SiO}_2 \cdot 3 \text{ H}_2\text{O} + 3 \text{ Ca(OH)}_2$ |
| 2. | $2 (2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2) + 4 \text{ H}_2\text{O}$      | $3 \text{ CaO} \cdot 2 \text{ SiO}_2 \cdot 3 \text{ H}_2\text{O} + \text{Ca(OH)}_2$    |
| 3. | $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 + 6 \text{ H}_2\text{O}$ | $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6 \text{ H}_2\text{O}$                |

(wobei das Hydratationsprodukt-Volumen etwas geringer wird als die Summe der Ausgangsstoffe -> „chemisches Schwinden“).

Die einzelnen Zementkörner werden im Zementleim von einer Wasserhülle umgeben. Bei der Hydratation werden die Hydratationsprodukte gebildet, deren Größe etwa 1/1000 des ursprünglichen Zementkorns ist (Abbildung 2.2).



**Abbildung 2.2: Hydratation eines Zementkorns [6] - a) Zementkorn vor der Wasserzugabe, b) Zementkorn kurz nach der Wasserzugabe, c) am Ende der Hydratation**

Die Hydratation lässt sich in drei Stufen unterteilen: die frühe, mittlere und späte Stufe [8].

Die frühe Reaktion des Zements beginnt sofort nach der Wasserzugabe und dauert nur einige Minuten. Diese Reaktion wird als Initial- oder Präinduktionsperiode bezeichnet und ist mit dem ersten Peak (1) in der Abbildung 2.3 dargestellt. Es geht um eine Kombination aus exothermer Befeuchtung, Lösung von  $\text{Ca}^{2+}$ - und Sulfat Ionen der ersten Hydratationsreaktionen. Für die frühe Hydratation und das Ende der Ruheperiode gibt es mehrere verschiedene Erklärungen. Die meistgenannte Theorie erläutert, dass sich eine lokale oder ganzflächige Membran bzw. Schutzschicht aus ersten Hydratationsprodukten auf den Zementpartikeln ausbildet und eine weitere Hydratation behindert.

Die Hydratationsreaktionen werden gleich nach dem Ende der Ruheperiode in Gang gesetzt. Der Verlauf ist am Anfang sehr schnell (Beschleunigungsperiode).  $\text{C}_3\text{A}$  (Tricalciumaluminat) und  $\text{C}_2\text{S}$  (Dicalciumsilikat) reagieren mit Wasser zu amorphem C-S-H (Calciumsilicathydraten). Diese bilden die ersten Brücken zwischen den Zementpartikeln da sie in den Porenraum wachsen. In der Wärmeentwicklung korrespondiert die mittlere Stufe mit einem zweiten Peak (2). Danach folgt eine Retardationsperiode (Verzögerung) in der sich oft eine Schulter oder ein Peak (3) zeigt, der mit einer Neubildung von Ettringit zusammenhängt.

Ein Übergang von der retardations- in die stetige Periode erfolgt in der späten Stufe. Um die Zementpartikel bildet sich dabei eine dichte Schicht von Hydratationsprodukten und der

Hydratationsprozess wird durch die Hydratschicht kontrolliert. Die Reaktionen werden immer mehr verlangsamt, da die Menge der Reaktionspartner nicht mehr in beliebiger Anzahl zur Verfügung stehen. Das Zement-Wasser-System entwickelt sich infolge der Hydratation zu einem porösen Festkörper. Der Übergang wird Erstarrung genannt.

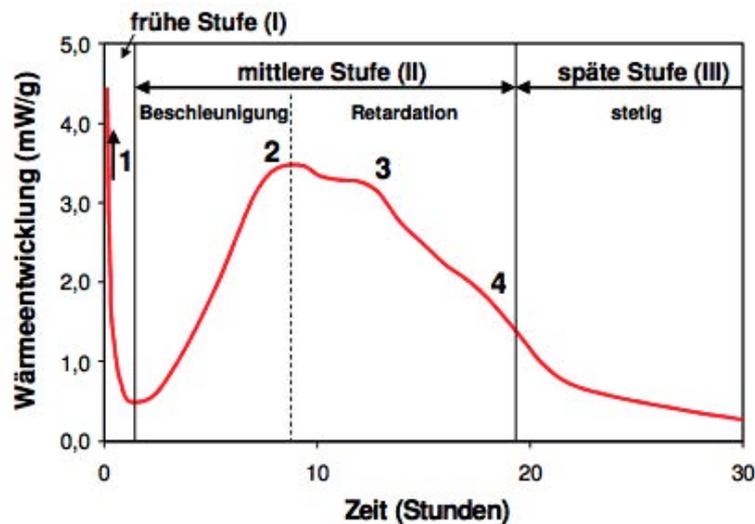


Abbildung 2.3: Typische Wärmeentwicklung eines Zementes bei 20 °C [8]

Fontana hat in seiner Arbeit [8] die frühe autogene Verformung von Hochleistungsbetonen untersucht. Als Anfang der Messung der Verformungen hat er der Zeitpunkt  $t_0$  der maximalen Verformungsgeschwindigkeit gewählt. Der Verlauf wurde am Beispiel eines Zementleims mit CEM I 42,5 R und  $w/z=0,30$  dargestellt (Abbildung 2.4).

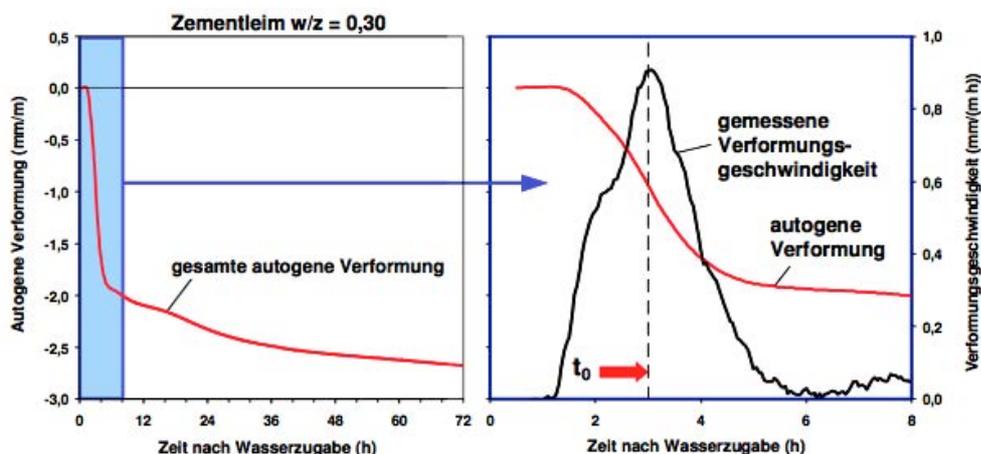


Abbildung 2.4: Verformungsgeschwindigkeit [8]

Der Zeitpunkt  $t_0$  stellt gleichzeitig jenen Punkt dar, ab der sich ein durchgehender Festkörper ausbildet und Zugspannungen in der Matrix übertragen werden können [8]. Bei der Verformungsgeschwindigkeit im Zeitraum der Erstarrung tritt ein ausgeprägtes Maximum auf. Die

Erstarrung erfolgt hier in etwa 3 Stunden. Aufgrund der Beschleunigung der Zementhydratation ist die Verformungsgeschwindigkeit zu Beginn groß, aber in der Phase des Übergangs vom plastischen in den festen Zustand behindert die zunehmende Steifigkeit des Festkörpers die Verformung. Die Verformungsgeschwindigkeit nimmt während der Erstarrung ab.

Der Übergang von einem konzentrierten Zement-Wasser-System (einer Suspension) zu einem porösen Festkörper als Folge der Hydratation wird als Erstarrung bezeichnet.

## Zementstein

Die einzelnen Zementsteinkörner sind im Zementleim von einer Wasserhülle umgeben. Die Steife dieses Zementleims wird durch den w/z-Wert bestimmt. Mit steigendem w/z-Wert wird der Zementleim dünnflüssiger. Der Wasseranspruch für eine bestimmte Steife hängt von der Granulometrie des Zements ab. Mit fortschreitender Hydratation wachsen die Hydratationsprodukte in die zunächst von Wasser eingenommenen Zwischenräume. Bei einem w/z-Wert von etwa 0,40 füllen die Hydratationsprodukte schließlich diese Zwischenräume nahezu vollständig aus. Bei einem w/z-Wert unter 0,40 hydratisiert der Zement in der Baupraxis nicht vollständig und es bleiben nichthydratisierte Kerne der Zementpartikel über. Ist der Wasserzementwert größer als 0,40, enthält der Zementstein Hohlräume die Wassergefüllt sind, sich aber bei Austrocknung des Betons entleeren [5]. Sie bilden ein System sogenannter Kapillarporen, die die Durchlässigkeit des Zementsteins für Flüssigkeiten und Gase beeinflussen. Die Kapillarporosität nimmt mit wachsendem Wasserzementwert zu und bei gleichem Wasserzementwert mit steigendem Hydratationsgrad ab [6].

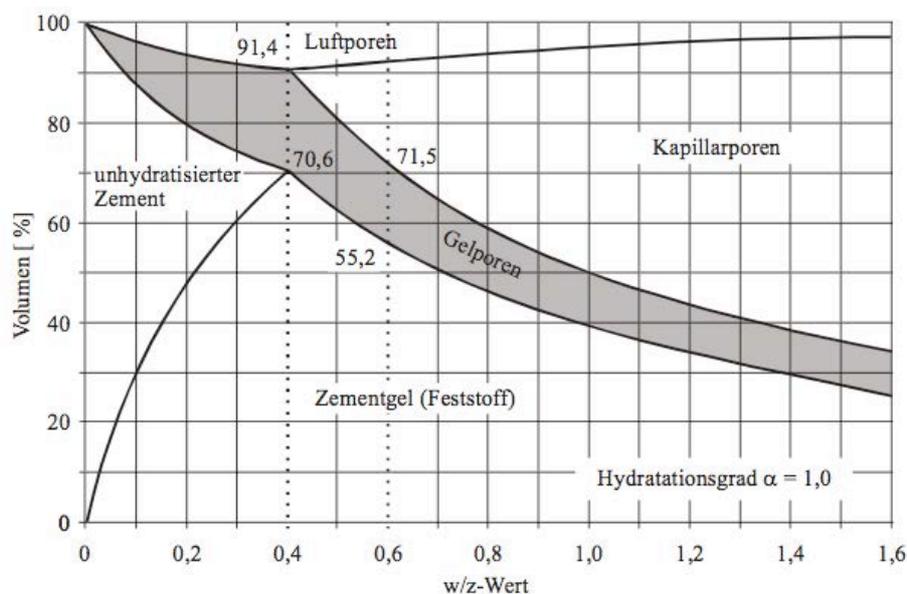
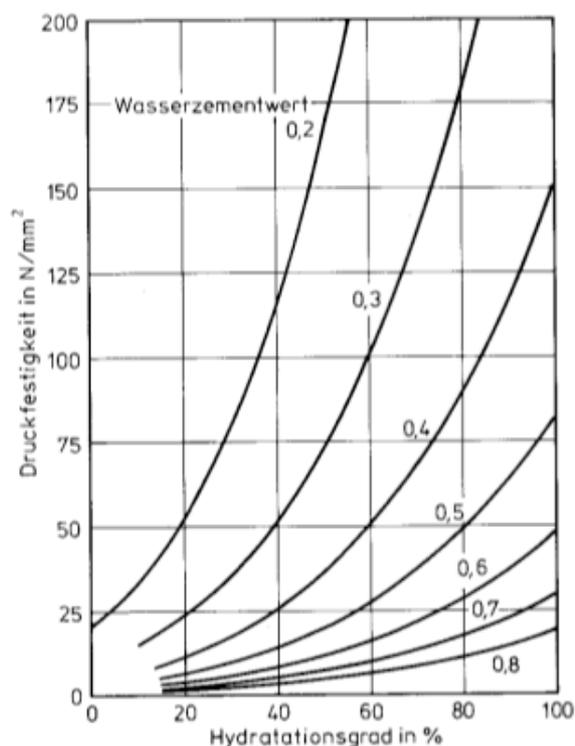


Abbildung 2.5: Volumenanteile im Zementstein in Abhängigkeit vom w/z-Wert [9]

Abbildung 2.5 zeigt, dass ein porenfreier Zementstein nicht möglich ist. Bei einem üblichen w/z-Wert von 0,40 beträgt das Gesamtporenvolumen ca. 30 Vol.-%.

Mit sinkendem Wasserzementwert steigt die Druckfestigkeit des Zementsteins. Zementsteinfestigkeiten von  $52,5 \text{ N/mm}^2$  sind selbst bei vollständiger Hydratation überhaupt nur erreichbar, wenn ein w/z-Wert von 0,60 nicht überschritten wird [6].

Die Kapillarporosität ist auch eine Funktion des Hydratationsgrads. Eine Abhängigkeit des Zementsteins vom Hydratationsgrad des Zements für verschiedene Wasserzementwerte zwischen 0,2 und 0,8 ist in der Abbildung 2.6 dargestellt. Als spezifische Festigkeit des Zementsteins wurden  $200 \text{ N/mm}^2$  zugrunde gelegt.



**Abbildung 2.6: Einfluss des Wasserzementwerts und des Hydratationsgrads auf die Druckfestigkeit von Zementstein [10]**

Zur Herstellung von Hochleistungsbetonen sind  $C_3A$ -arme Portlandzemente und Portlandzemente mit einem geringen Anteil an löslichen Alkalien üblich. Tri-Calcium-Aluminat ( $C_3A$ ) ist ein sehr wichtiger Bestandteil der Phasenzusammensetzung von Portlandzementklinker und besitzt ein höheres Fließmittel-Adsorptionsvermögen [1]. Das heißt, dass jene Zemente mit geringem Gehalt an  $C_3A$  einen geringeren Wasseranspruch aufweisen. Die Menge des erforderlichen Fließmittels nimmt damit ab und auch die sekundäre Ettringitbildung wird verhindert. Das Wachstum der Ettringitkristalle, die sich in den ersten Minuten nach der Anmachwasserzugabe bilden, ist für die Verarbeitbarkeit des Betons maßgebend. Später bilden sich silikatische C-S-H-Phasen, die das Erhärten des Zementleims und die Endfestigkeit des Zementsteines beeinflussen [11].

Zemente mit einer breiteren Korngrößenverteilung und gröber aufgemahlene Zemente weisen einen geringeren Wasseranspruch auf und sind deswegen für die Herstellung von UHPC sehr gut geeignet. Der Wasseranspruch nimmt hingegen bei sehr fein gemahlene Zementen zu und ist für UHPC ungeeignet [1].

Für die Herstellung von UHPC sind Zemente der Klasse 52,5 geeignet, da diese die höchste Festigkeit aufweisen. Bis jetzt wurden meist Portlandzemente CEM I 52,5 R HS/NA eingesetzt. Durch aktuelle Forschungen wurde gezeigt, dass auch mit Portlandhüttenzement (CEM II/A-S, CEM II/B-S) oder mit Hochofenzement (CEM III) ein UHPC hergestellt werden kann.

### **2.1.3.2 Gesteinskörnung**

Der ultrahochfeste Beton ist ein komplexer Baustoff und lässt sich für viele Anwendungen anpassen. Die Festigkeit hängt stark von der Anzahl der Porenräume ab. Durch einen sorgfältig abgestuften Kornzuschlag, der die Hohlräume zwischen den Größtkorn ausfüllt, wird eine geringere Menge an Bindemittelleim benötigt. Dadurch steigt die Anzahl an Bestandteilen des UHPC.

Für ultrahochfeste Betone wird üblicherweise Quarzsand, Quarzmehl oder Kies als Gesteinskörnung zugemischt. Der Quarzsand ist günstig und leicht verfügbar und bildet im Beton eine feste und dichte Übergangszone zwischen Zuschlag und Bindemittelmatrix. Das Gestein des Quarzsandes zeichnet sich durch eine hohe Festigkeit aus. Die Sande mit runder Kornform sind in Hinsicht auf gute Frischbetoneigenschaften besser geeignet als solche mit kantiger, gebrochener Kornform [12].

Zur besseren Verarbeitbarkeit und zur Erreichung eines niedrigen Luftporengehalts des Frischbetons wird nach *Lerrad* [13] ein Größtkorn mit einem Durchmesser des Quarzsandes von 0,4 mm empfohlen.

Das Größtkorn sollte aufgrund der Homogenität und der Zementleimschichtdicke auf einen Durchmesser von rd. 0,6 mm begrenzt werden und das Kleinstkorn nicht kleiner als 0,15 mm sein. Ein Grund für die Begrenzung des Kleinstkorn ist die Korngröße des Zementes. Eine hohe Packungsdichte wird mit einem minimalen 13-fachen Größenunterschied der mittleren Korndurchmesser zwischen zwei aufeinander folgende Kornklassen erreicht. Die kugelförmigen Partikel müssen ungefähr um das 3,2-fache kleiner sein, damit sie in die Zwickel der größeren Partikel passen können. Wenn das Größtkorn des Zements einen Durchmesser von 50  $\mu\text{m}$  beträgt, muss das Kleinstkorn des Sandes größer als 150  $\mu\text{m}$  sein [1].

Eine fließfähige Konsistenz kann mit einer ausreichenden Distanz der Sandkörner erzielt werden. Wenn das Bindemittelleimvolumen 1,2-fach größer ist als das Hohlraumvolumen des unverdichteten Sandes, ist diese Anforderung erfüllt.

### 2.1.3.3 Wasser

Als Zugabewasser für die Herstellung von UHPC ist Trinkwasser gut geeignet. Der Gesamtwassergehalt für UHPC-Mischungen liegt in einem Bereich von 180 bis 200 l/m<sup>3</sup> [12]. Der Gesamtwassergehalt besteht aus:

- Zugabewasser
- Wasser von zugesetztem Eis oder einer Dampfbeheizung
- der Feuchtigkeit des Zuschlags und
- dem wässrigen Anteil von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen [14].

Die Wirksamkeit des Fließmittels und die Packungsdichte des Korngemischs spielen bei der Verarbeitbarkeit und Entlüftung des Frischbetons eine wesentliche Rolle. Die benötigte Wassermenge für eine vollständige Hydratation beträgt rd. 40 Masseprozent, d.h., dass der w/z-Wert 0,4 ist. Allerdings ist eine vollständige Hydratation keine Voraussetzung für eine hohe Festigkeit des Zementsteins, da UHPC auch mit einem w/z-Wert von 0,15 hergestellt werden kann [15]. Die Festigkeit steigt auch mit einem abnehmenden Wasserbindemittelwert (w/b), d.h. dem Verhältnis von Wasser zu allen in der Betonrezeptur verwendeten hydraulisch wirksamen Bindemitteln und Zusatzstoffen.

In den Versuchen nach *Fehling* [16] wurde gezeigt, dass die Druckfestigkeit nicht unbedingt mit größer werdendem w/z-Wert abnehmen muss. Wenn der Zement durch geeignete Feinstoffe mit geringerem Wasseranspruch ersetzt wird, nimmt die Druckfestigkeit auch bei größeren w/z-Werten nicht ab.

Maßgeblich für die Druckfestigkeit ist weiters der Wasser-Feinstteilwert ( $W/V_F$ ). Die Feinstteile repräsentieren alle inerten und reaktiven mineralischen Bestandteile mit einer Korngröße unter 0,125 µm. Der Wasser-Feinstteilwert bildet ein indirektes Maß für die Kornzusammensetzung des Feinstteilgemisches und für die Packungsdichte [15]. Dies ermöglicht es den Zementgehalt bei der Verwendung von UHPC zu verringern und die Druckfestigkeit dabei immer hoch zu halten.

### 2.1.3.4 Zusatzstoffe

Bei der Herstellung von UHPC sind die Zusatzstoffe von großer Bedeutung. Am häufigsten wird Silikastaub (Mikrosilika) verwendet, welcher bei der Herstellung von Siliciummetall oder Ferrosiliciumlegierungen durch Kondensation von gasförmigem Siliciumoxid entsteht. Die Feinheit der Mikrosilika ist etwa 100-mal kleiner, als von Zement. Mikrosilika besteht aus kugelförmigen Teilchen mit einem mittleren Partikeldurchmesser von 0,5 µm. Der Gehalt an amorphen Siliciumoxid

(SiO<sub>2</sub>) beträgt normalerweise über 90 M.-%. Silikastaub kann als Pulver, als Suspension oder kompaktierter Silikastaub verwendet werden.

Die kleinen Partikel füllen die Porenräume des Zementes und Sandes auf und bewirken eine Erhöhung der Packungsdichte und der Festigkeit und reduzieren die benötigte Wassermenge. Es werden damit auch bessere Eigenschaften des Frischbetons erzielt. Weiters ist die spezifische Oberfläche nach BET (Messverfahren nach *Brunauer, Emmett* und *Teller*) als ein Kriterium zu berücksichtigen. Sie liegt üblicherweise im Bereich von wenigen Quadratmetern pro Gramm.

Es wurde nachgewiesen, dass bei einer auf den Zement bezogenen Menge an Silikastaub von 20 bis 30 M.-% der Verbund zwischen Matrix und Stahlfasern in einem UHPC verbessert werden [1].

Mit einer ähnlichen Feinheit wie Zement wird dem UHPC auch Quarzmehl zugegeben um die Effektivität der Wärmebehandlung zu steigern. Die Bruchflächen sind im Vergleich zu Kalksteinmehl scharfkantig, da die Körner des Quarzmehles gebrochen sind und somit von der idealen Kugelform abweichen. Diese Tatsache kann die rheologischen Eigenschaften des ultrahochfesten Betons beeinträchtigen. Nach *Stengel* [17] wurden Untersuchungen über den Ersatz von Quarzmehl durch Kalksteinmehl und Hüttensandmehl gemacht. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass der Fließmittelbedarf kleiner wurde und die Eigenschaften des Frischbetons sich verbesserten. Dies hatte keinen negativen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften oder den Faserverbund. Kalksteinmehl und Hüttensandmehl bilden damit eine gleichwertige Alternative zu Quarzmehl.

#### **2.1.3.5 Zusatzmittel**

Die chemischen Zusatzmittel decken die hohen Anforderungen an ultrahochfesten Betone ab. Diese werden dem Beton in kleinen Mengen zugesetzt, um durch chemische oder physikalische Wirkung die Eigenschaften des Frisch- oder Festbetons zu verändern [18]. Zur Herstellung von UHPC sind besonders die Fließmittel von großer Bedeutung. Die ÖNORM EN 934 definiert dabei noch viele weitere Zusatzmittel, die zur Anwendung kommen können. Diese sind Betonverflüssiger, Stabilisierer, Luftporenbildner (Tenside), Entschäumer (Diöle, Glykole), Erstarrungs- und Erhärtungsbeschleuniger (Calciumsalze, Borate), Verzögerer ( $\alpha$ -Hydroxycarbonsäuren, Phosponate), Dichtungsmittel und Viskositätsmodifizierer [1].

Die Verflüssiger und Fließmittel gehören zu einer Gruppe, die als Dispergiermittel bezeichnet werden. Beide haben zur Aufgabe, die Konsistenz des Frischbetons zu verändern, sodass der Beton bei gleichbleibender Mischung fließfähiger wird.

Betonverflüssiger vermindern die Wasserzugabe und bei gleichem Wassergehalt, verbessern sie die Verarbeitbarkeit. Die Wassereinsparung beträgt zwischen 5 und 10 l/m<sup>3</sup> Beton. Die Wirkung beruht auf einer Dispergierung durch gleichpolar aufgeladenen Feinstteiloberflächen, wobei die

Oberflächenspannung des Wassers herab gesetzt werden kann [18]. Die Basis für Betonverflüssiger bilden Ligninsulfonate. Nebenwirkungen wie Festigkeitsminderung, Erstarrungsverzögerung oder Einführung von Luftporen sind bei der Benutzung von Betonverflüssiger zu erwarten.

Fließmittel vermindern erheblich den Wasseranspruch und verbessern die Verarbeitbarkeit bei gleichbleibender Konsistenz. Im Gegensatz zu Betonverflüssigern werden Fließmittel in größeren Mengen zugesetzt und können auch nachträglich eingemischt werden. Die Basis bilden Polycarboxylate und Polykondensate. Erst mit der Entwicklung von Polycarboxylatethern (PCE) wurde es möglich, einen hochfließfähigen UHPC herzustellen. Die Wirkung beruht auf der Anlagerung von Fließmitteln an der Oberfläche des Zementkorns und dem Auftrennen der agglomerierten Zementpartikel. Weil die Teilchen somit dispergiert werden, wird das in den Zwischenräumen der Agglomerate eingeschlossene Wasser freigesetzt [19]. Das Wasser kann die Konsistenz oder die Verarbeitbarkeit des Frischbetons verbessern.

#### **2.1.3.6 Fasern**

Die Erhöhung der Biegezugfestigkeit, die Verbesserung der Duktilität, die Verringerung von Schwindrissen und -verformungen und die Verbesserung des Brandwiderstandes wird mit der Zugabe von Fasern erzielt. Die Fasern müssen in Bezug auf ihre Gleichmäßigkeit, Wirksamkeit, Umweltverträglichkeit und Unschädlichkeit verschiedene Anforderungen erfüllen. Die Fasern müssen in alkalischer Umgebung ausreichend beständig sein, während des Mischens müssen sie die Form bewahren und nicht zerbrechen oder sich verbiegen. Die Zugfestigkeit des Faserwerkstoffs muss entsprechend groß sein um die rissüberbrückende Wirkung zu gewährleisten. Die Fasern dürfen keinesfalls die Betoneigenschaften negativ beeinflussen [20]. Die Umweltverträglichkeit ist genauso zu erfüllen.

Zur Anwendung kommen verschiedene Fasern [1]:

- Metallfasern (Stahldrahtfasern, Blechfasern, Spanfasern)
- Synthetische Fasern (Glasfasern, Kunststofffasern, Kohlenstofffasern)
- Naturfasern (pflanzliche Naturfasern, mineralische Fasern)
- Keramische Fasern.

Die Stahldrahtfasern erreichen eine Zugfestigkeit bis über  $2000 \text{ N/mm}^2$ . Der Faserdurchmesser beträgt 0,15 bis 0,20 mm bei einer Länge ab 6 mm. Sie sind aus kaltgezogenem Walzdraht und in verschiedenen Formen hergestellt (gewellte Fasern, mit gekröpften Faserenden, profilierte Faseroberflächen). Die Beschichtung der Oberfläche wird mit Zink, Messing oder Kupfer ausgeführt oder die Fasern bleiben unbeschichtet.

Mit ihrer enormen Zugfestigkeit von 2000 bis zu 3700 N/mm<sup>2</sup> stechen die Glasfasern heraus. Der Elastizitätsmodul beträgt dabei 75 GPa. Beim Mischen mit Beton kann es zu Beschädigungen kommen, da die Fasern ritz- und kerbempfindlich sind. Zum Vergleich weisen die Carbon-Nanotubes (CNT) Fasern bei einem Durchmesser von 1 bis 50 µm und einer Länge ab wenigen Mikrometern ausgezeichnete Eigenschaften auf. Die Zugfestigkeit kann bis zu 63 000 N/mm<sup>2</sup> und der Elastizitätsmodul bis zu 4 TPa betragen [1].

Die Fasern behindern die Bildung und Verbreitung von Makrorissen und übertragen die Zugkräfte. Das Versagen entsteht, wenn die Fasern abbrechen oder aus der Matrix herausgezogen sind. Es gibt einige Faktoren wie Faserwerkstoffe, Fasermenge, Faserausrichtung und Verbundverhalten der Fasern in der Matrix, die bei der Verwendung von Fasern in ultrahochfesten Betonen berücksichtigt werden sollten [21].

Die glatten Stahldrahtfasern sind wegen ihrer Duktilität bei der Herstellung von UHPC üblich. Die Zugabemenge von 1 bis 4 Vol.-% hat sich in der Praxis bewährt. Das Verhältnis von Länge zu Durchmesser (L/D) von 60 ermöglicht eine gute Mischung des Frischbetons und bewirkt eine hohe Biegezugfestigkeit. Fasern mit einem L/D-Verhältnis von 100 lassen sich bereits schwer einmischen. Autogenes Schwinden wird um 10 bis 15 % reduziert, wenn 1 Vol.-% Stahlfasern im UHPC vorhanden sind. Das Schwinden kann auch durch eine Zugabe von Basaltfasern verringert werden [1].

Eine Verbesserung des Brandverhaltens wird durch die Zugabe von Kunststofffasern (Polypropylenfasern) erreicht. Die Fasern schmelzen bei einer Temperatur von 160 °C, dadurch entsteht im Beton ein Kapillarporensystem durch das der Wasserdampf entweichen kann. Damit wird der Dampfdruck reduziert und es kommt nicht zum Abplatzen an der Betonoberfläche.

## **2.2 Zementsteinmodelle**

Die physikalischen Eigenschaften des Zementsteins sind hauptsächlich von ihrer Struktur und von der Bindungsart des Wassers abhängig. In der Vergangenheit wurden mehrere unterschiedliche Strukturmodelle entwickelt, um den Einfluss der Feuchtigkeit auf die Zementsteineigenschaften erklären zu können. Die am häufigsten angewendeten Zementsteinmodelle werden in den folgenden Abschnitten beschrieben.

### **2.2.1 Modell nach Powers**

Im Modell nach Powers [22] hydratisiert Zement mit Wasser zu einem Zementgel, also einem Netz aus kolloidalen Hydratationsphasen. Das Zementgel wird als eine feste Substanz beschrieben, die aus C-S-H-Phasen, Calciumhydroxid, nicht hydratisiertem Zement und Wasser besteht und nimmt zwei mal mehr Raum ein, als der unhydratisierte Zement. Das Wasser befindet sich im Zementgel als

verdampfbares Wasser – Kapillarporenwasser (freies Wasser) und Gelwasser (adsorbiert an Gelpartikeln) und als nichtverdampfbares Wasser - chemisch gebundenes Wasser (als Hydratwasser in den Reaktionsprodukten eingebaut).

Das Zementgel ist im Zementstein durch die Kapillarporen aufgelockert (Abbildung 2.7).

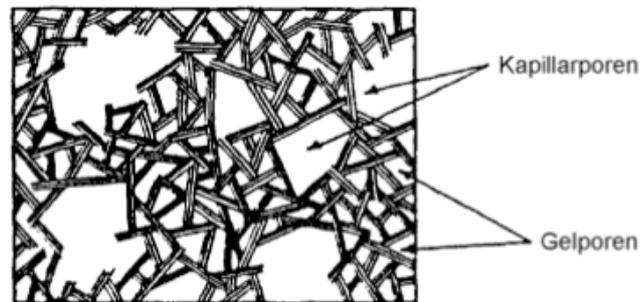


Abbildung 2.7: Schematischer Aufbau des Zementgels nach Powers [23]

Während der Hydratation wachsen die Hydratationsprodukte und füllen die ursprünglich mit Wasser gefüllten Bereiche aus. Dies geschieht so lange bis der Zement hydratisiert ist, oder bis der Zwischenraum gefüllt ist [24]. Das Gelporenvolumen nimmt zu, während das Kapillarporenvolumen abnimmt. Eine vollständige Hydratation ist erst bei einem w/z-Wert von 0,38 möglich [25]. Die Permeabilität sowie auch die Festigkeit des Zementsteins hängt von der Kapillarporosität, d.h. von seinem Feststoff/Porenraum- Verhältnis ab.

Durch die Auswertung von Wasserdampfsorptionsisothermen stellt *Powers und Brownyard* fest, dass die Eigenschaften des Zementgels unabhängig vom w/z-Wert und vom Hydratationsgrad waren. Sie nahmen also an, dass das Zementgel einen konstanten Gehalt an chemisch und physikalisch gebundenem Wasser besitzt [8]. Das Zementgel besitzt einen Volumenanteil von 28% der Gelporen mit Abmessungen von wenigen Nanometern von etwa 1,4 – 1,8 nm [25]. Das Modell stellt eine Berechnungsvorschriften zur Verfügung mit denen die einzelnen Anteile von Hydratationsprodukten, Gelporen, Kapillarporen und unhydratisiertem Zement im Verlaufe der Hydratation bestimmt werden können. Die Zusammensetzung des Zementsteins hängt vom Hydratationsgrad und w/z-Wert ab. Das Gesamtvolumen von Zement und Wasser vor der Hydratation ist gleich der Summe der Volumina während der Hydratation [8]:

$$V_{\text{tot}} = V_{z,0} + V_{w,0} = V_{z(\alpha)} + V_{g(\alpha)} + V_{c(\alpha)}$$

$V_{\text{tot}}$  Gesamtvolumen ( $\text{m}^3$ )

$V_{z,0}$  Volumen des Zements vor der Hydratation ( $\text{m}^3$ )

$V_{w,0}$  Volumen des Zugabewassers ( $\text{m}^3$ )

$V_{z(\alpha)}$	Volumen des unhydratisierten Zements ( $m^3$ )
$V_{g(\alpha)}$	Zementgelvolumen (Hydratationsprodukte + Gelporen ( $m^3$ ))
$V_{c(\alpha)}$	Kapillarporenvolumen ( $m^3$ )
$\alpha$	Hydratationsgrad

### 2.2.2 Feldman-Sereda Modell

*Feldman* und *Sereda* leiteten ein differenzierteres Modell des Zementsteins aus Sorptionsmessungen mit Stickstoff und Wasserdampf ab. In diesem Modell hat das Zwischenschichtwasser einen dominanten Einfluss auf die physikalischen Eigenschaften des Zementsteins. Das adsorbierte Wasser und Zwischenschichtwasser wird in diesem Modell streng unterschieden. Bei der Wasseraufnahme des Zementsteins werden diese in die Struktur eingebaut und der Einbau erfolgte auch bei höheren Feuchtigkeiten. Nach diesem Modell besteht das Zementgel aus aufgerollten Schichten, das zum Teil Zwischenschichtwasser als Bestandteil des Feststoffs enthalten (Abbildung 2.8). Die Zwischenräume können in Abhängigkeit von der Temperatur und der relativen Feuchte mehr oder weniger Wasser enthalten und somit ihren Abstand ändern. Damit werden auch die reversiblen Anteile der hygrischen Verformungen geklärt.

Nach der Aussage von *Feldman* und *Sereda* wird ein Teil des verdampfbareren Wassers vom Zementstein in den Zwischenschichten der C-S-H-Phasen gebunden und diese Zwischenschichten werden nicht dem eigentlichen Porenraum zugeordnet [26].

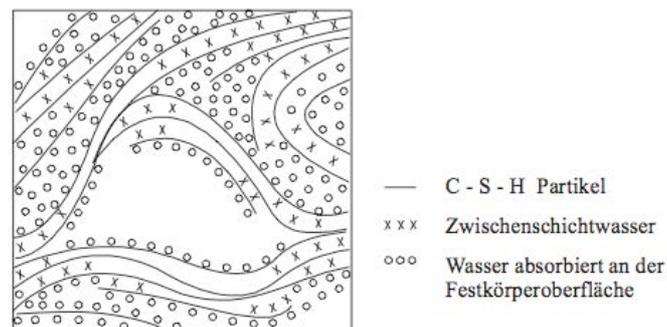


Abbildung 2.8: Zementsteinmodell nach Feldman und Sereda [8]

### 2.2.3 Jennings-Tennis-Modell

Diese jüngeren Untersuchungen von *Jennings* basieren auf einer Gegenüberstellung von Messungen aus Stickstoff- und Wasserdampfsorption. Das Modell beinhaltet einen Formelapparat zur Vorhersage der Porosität des Zementsteins. Diese Formeln geben gegenüber dem Modell nach *Powers* eine besseren Übereinstimmungen mit den gemessenen Porositäten [26].

Das *Jennings-Tennis-Modell* nimmt an, dass zwei unterschiedliche Typen von C-S-H-Partikeln existieren:

- LD C-S-H (low density C-S-H): diese Poren und die Oberfläche sind für Stickstoff und Wasser erreichbar
- HD C-S-H (high density C-S-H): diese Poren und die Oberfläche sind nur für Wasserdampf zugänglich.

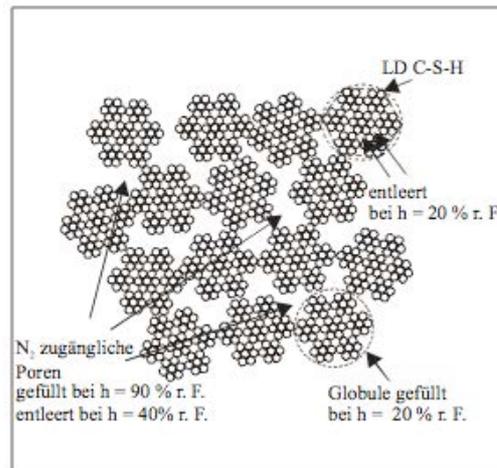


Abbildung 2.9: Zementsteinmodell nach Jennings [9]

Kolloidale Partikel, die als kugelig angenommen werden, agglomerieren zu sogenannten Globules, aus denen sich die LD C-S-H formen. Beim Trocknen stellt sich eine dichtere Packung der Globules ein was die Zementsteineigenschaften beeinflusst. Die Globules sind aus wenigen C-S-H Schichten aufgebaut, die auch das Zwischenschichtwasser enthalten können. Die Dicke dieser Schichten beträgt  $\sim 4,2$  nm [26].

#### 2.2.4 Modell nach Wittman und Setzer (Münchener Modell)

Der Zementstein wird nach dem Münchener Modell als ein sogenanntes Xerogel, das trocken erstarrt und ohne Dispersionsmittel vorliegt, dargestellt. Zwischen den feinen Zementsteinpartikeln sind große Bindungskräfte vorhanden. Zwischen den C-S-H-Partikeln wirken chemische (primäre) und Van der Waals- Bindungen (sekundäre) (Abbildung 2.10).

Die Kontaktstelle wird bei der Primärbindung zusammengehalten, bei höherer relativen Feuchte kann es in der Sekundärbindung infolge des Spaltdrucks des Wassers zur Trennung kommen. Im trockenen Zustand sind die C-S-H-Partikel aufgrund der freien Oberflächenenergie komprimiert. Eine ansteigende Luftfeuchtigkeit bewirkt, dass mehr Wasser auf den Oberflächen der C-S-H-Partikel adsorbiert wird. Daher kommt es zur Absättigung der freien Bindungen an der Partikeloberfläche aufgrund einer Anlagerung der Wassermoleküle. Die Oberflächenenergie nimmt ab und die C-S-H-Partikel expandieren proportional zur Energieänderung.

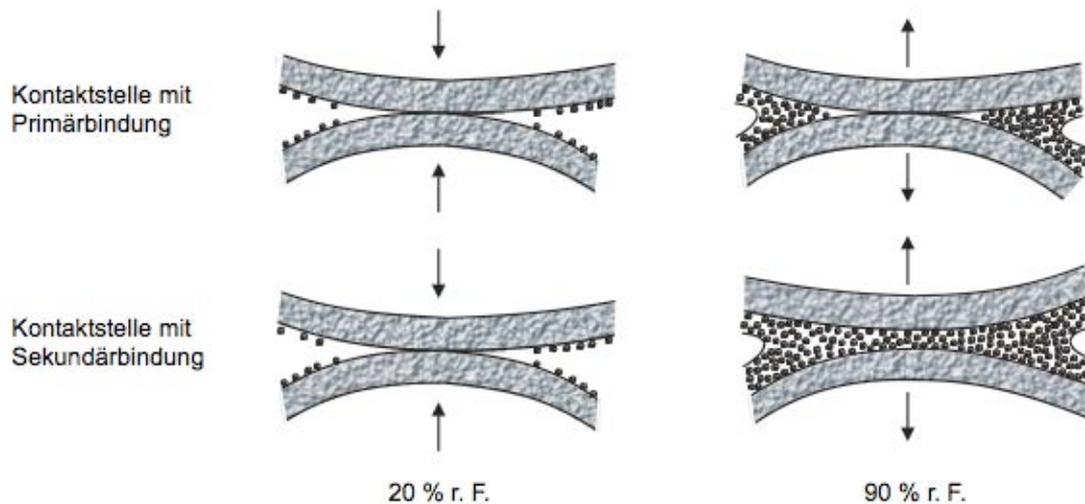


Abbildung 2.10: Schematische Darstellung von primären und sekundären Kontaktstellen zwischen den Gelteilchen [27]

Im Feuchtebereich zwischen 0 % und 40 % r.F. (untere Feuchtebereich) werden die hygrischen Verformungen durch die Volumenänderungen der C-S-H-Partikel verursacht. Ab etwa 40 % r.F. (obere Feuchtebereich) weitet sich das Porengefüge durch den Spaltdruck auf und die hygrischen Verformungen bestimmen die Spaltdruckwirkung des Wassers. Mit zunehmender Adsorbatmenge werden die Van der Waals-Bindungen schwächer, der Spaltdruck steigt und trennt die C-S-H-Partikel auseinander (Abbildung 2.11). Dies führt zur Ausdehnung des Gelgerüsts.

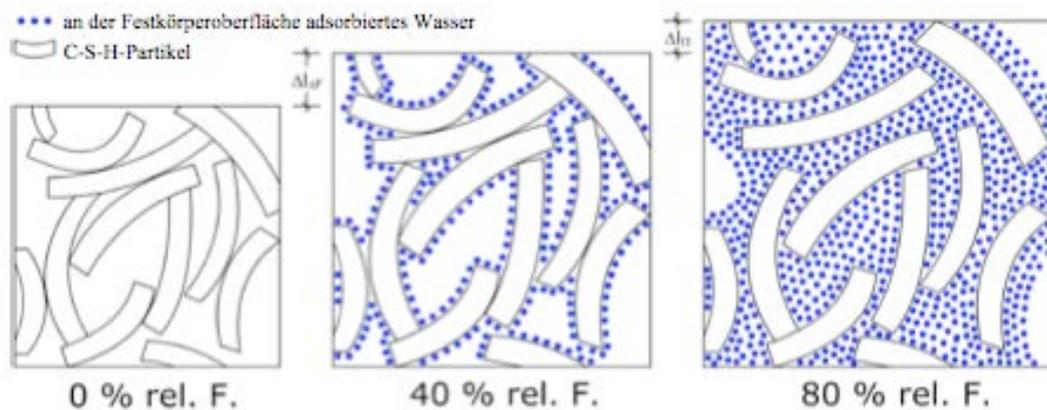


Abbildung 2.11: Quellverformung des Zementsteins nach dem Münchner Modell [27]

## 2.3 Schwinden

### 2.3.1 Definition

Schwinden bedeutet eine Volumenänderung des porösen Baustoffs, die nicht durch die Lastwirkung, sondern durch die Volumenänderung des Wasserhaushaltes verursacht ist.

## 2.3.2 Schwindmechanismen

Die Kenntnis der folgenden Begriffe ist notwendig, um die Schwindverformungen erklären zu können:

1. Veränderung der Oberflächenenergie
2. Spaltdruck
3. Kapillarwirkung.

### 2.3.2.1 Änderung der Oberflächenenergie

Der Zementstein kann als ein Xerogel mit großen Bindungskräften zwischen den Zementpartikeln dargestellt werden. Die freie Oberflächenenergie bewirkt im trockenen Zustand stark komprimierte C-S-H Partikel. Die Oberflächenenergie  $c$  und deren resultierender Kompressionsdruck nimmt ab, sobald auf der Oberfläche der Gelteilchen ein Wasserfilm adsorbiert wird. Die Desorption von Wasser führt zu einer Kompression des Teilchens und verursacht das Schwinden. Diese Änderung der Oberflächenenergie ist hauptsächlich im Bereich der relativen Feuchte unter 40 % wirksam. Zwischen 40 % r.F. und 100 % r.F. ist bei den hygrischen Verformungen auch der Spaltdruck beteiligt [27].

### 2.3.2.2 Spaltdruck

Wenn die relative Feuchtigkeit höher als 40 % ist, bilden sich auf der Oberfläche des Zementgels eine adsorbierte Wasserschicht. Die Spaltdruckwirkung des Wassers entsteht sobald die Porenspalte zwischen zwei benachbarten Gelteilchen kleiner als die Dicke zweier frei adsorbierter Wasserschichten ist [8]. Schwinden wird also durch die sinkende relative Feuchtigkeit und damit den abgebauten Spaltdruck verursacht (Abbildung 2.12).

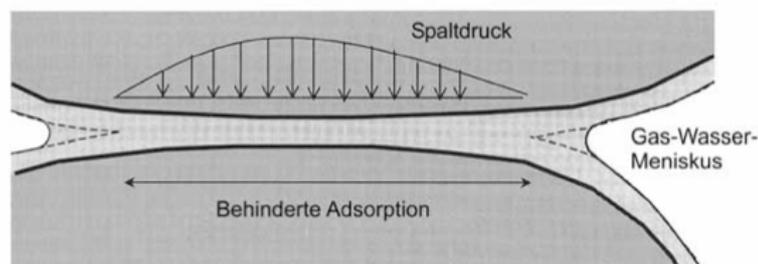


Abbildung 2.12: Entstehung des Spaltdrucks [8]

### 2.3.2.3 Kapillarwirkung

Die kapillare Zugspannung entsteht durch die Selbstaustrocknung des Zementsteins infolge Hydratation. Die Kapillarspannungen in der Porenflüssigkeit stehen im Zusammenhang mit dem Flüssigkeit-Gas-Menisken in den teilgesättigten Poren. Die Kapillarwirkung tritt hauptsächlich im oberen Bereich der relativen Feuchtigkeit auf.

Wird die relative Feuchtigkeit im Porenraum durch Selbstaustrocknung gesenkt, werden zuerst die größten Poren und mit abnehmender Feuchtigkeit weiter die kleinere Poren geleert. Nach Powers [22] können sich die Menisken nicht mehr formen wenn die Poren kleiner als  $d \leq 2,5$  nm sind. In größeren Poren mit  $d \geq 50$  nm entsteht nur sehr kleine Kapillarspannung um das Schwinden hervorzurufen. Mit sinkender Luftfeuchtigkeit nimmt der Krümmungsradius des Meniskus ab was in der Folge eine Steigerung der Kapillarspannung bewirkt.

### **2.3.3 Arten des Schwindens**

Die Schwindarten lassen sich grundsätzlich nach dem Zeitraum des Auftretens oder nach ihren Ursachen einteilen. Man unterscheidet 4 verschiedenen Schwindarten, die nicht getrennt sondern meistens kumuliert auftreten:

- Kapillarschwinden (Frühschwinden oder plastisches Schwinden)
- Trocknungsschwinden
- Autogenes (innere) Schwinden – chemisches Schwinden
- Carbonatisierungsschwinden

#### **2.3.3.1 Kapillarschwinden (Frühschwinden oder plastisches Schwinden)**

Verformungen die durch Kapillarkräfte verursacht sind, entstehen vor dem Erhärtungsbeginn im frischen noch verarbeitbaren Beton. Die Ursache dafür ist ein Wasserverlust über die Betonoberfläche, der aufgrund des Feuchtegradienten zwischen der frischen Betonoberfläche und der Umgebungsluft entsteht.

Bei dichter Lagerung und ausreichender Feinheit der Feststoffpartikel können die Kapillarkräfte entstehen. Die Meniskenbildung zwischen den benachbarten Partikeln entstehen aufgrund von Wasserverlust auf den Feststoffpartikeln und erzeugen einen Unterdruck, der eine anziehende Kraft auf die Partikel des Frischbetons bewirkt. Die entstehenden Kapillarzugspannungen nehmen mit kleiner werdenden Krümmungsradien der Menisken zu. Die Geschwindigkeit des Kapillarschwindens sinkt mit zunehmendem Alter [27].

Beim Verdichten des Betons sammelt sich auf seiner Oberfläche ein dünner Wasserfilm (Bluten). Insbesondere geschieht dies bei einem Beton mit hohem w/z-Wert. Dieses Wasser verdunstet unter üblichen klimatischen Bedingungen, die Folge ist ein Volumenverlust des Bauteils. Kapillarschwinden kann auch durch die wassersaugenden Gesteinskörnungen entstehen durch Wasserentzug aus dem frischen Beton [9].

Das Kapillarschwinden kann mit verschiedenen Nachbehandlungsmethoden wie z.B. Besprühen des frischen Betons mit Wasser, Abdecken des Betons mit Folien oder Aufbringen von

Nachbehandlungsmitteln vermieden werden. Bei fehlender Nachbehandlung kann die Breite der Kapillarschwindrisse 0,5 bis 2 mm betragen.

### 2.3.3.2 Trocknungsschwinden

Beim Trocknungsschwinden findet eine Verdunstung des Wassers im erhärteten Zustand des Betons statt.

Durch Diffusionsvorgänge wird im jungen Beton ein Feuchtegleichgewicht zwischen der Umgebung und dem Beton angestrebt. Bis das Gleichgewicht erreicht wird, ist von der Bauteilgröße abhängig. Die Ausgleichsfeuchte wird zuerst an der Oberfläche des Betons erreicht und das schon nach kurzer Zeit. Im Bauteilinnern ist die Feuchtigkeit höher und gleicht sich erst nach Jahren der Umgebungsluft an. Durch die Austrocknung der Oberfläche findet Schwinden statt, d.h. in der Folge entstehen Schwindspannungen. Diese rufen Mikrorisse in der Matrix hervor, welche bei ungünstigen Bedingungen zur Spalt- oder Trennrissen führen können und die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Betonbauteilen beeinträchtigen.

Das Trocknungsschwinden hängt von der Temperatur, Feuchte, Windgeschwindigkeit und Betontemperatur ab (Abbildung 2.13).

Das Trocknungsschwinden wird mit zunehmender Temperatur und Windgeschwindigkeit und abnehmender relativer Luftfeuchte größer. Ein hoher Zementgehalt bei Ultrahochfestenbetonen bedingt ein hohes Trocknungsschwindmaß, es kann jedoch mit einem niedrigem w/z-Wert verringert werden.

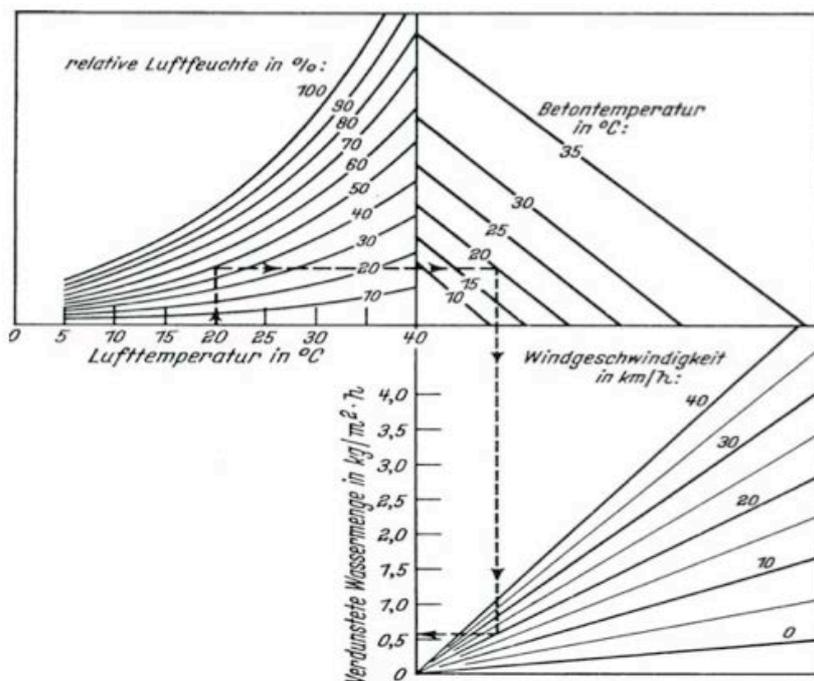


Abbildung 2.13: Abhängigkeit der Austrocknung von Beton von der Lufttemperatur, Betontemperatur, relativer Luftfeuchte und Windgeschwindigkeit [29]

### 2.3.3.3 Autogenes Schwinden – chemisches Schwinden

Autogenes Schwinden ist eine Konsequenz der Hydratation, die ohne relevanten Gewichtsverlust, ohne externen Wasserverbrauch und ab dem Zeitpunkt der Hydratation der Zementpartikel beginnt [30].

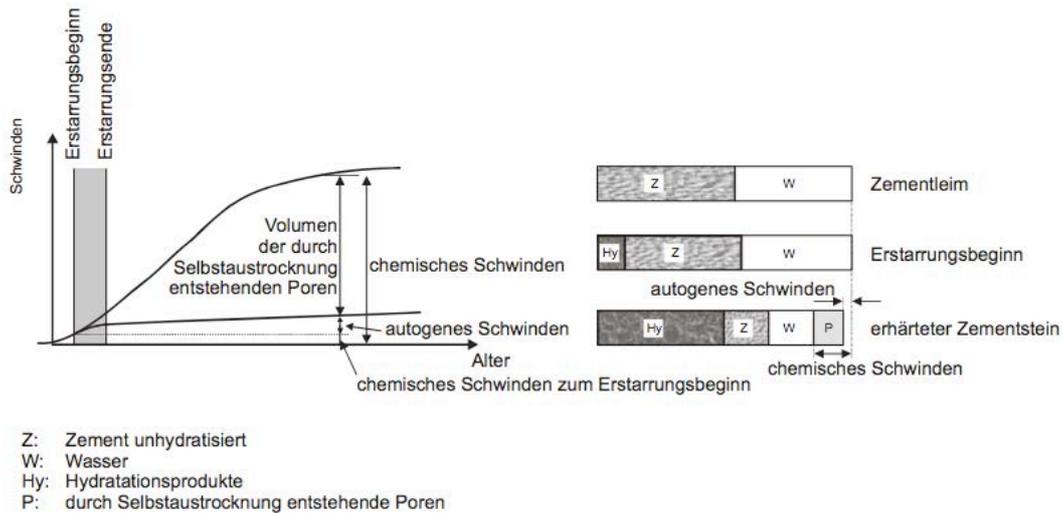
Das Volumen der Hydratationsprodukte ist kleiner als die Summe der Ausgangsvolumina von Zement und Wasser. Erklärt wird dies damit, dass die Dichte des in Hydrate eingebundenen Wassers größer ist als die Dichte des freien Wassers. Bei der Hydratation verliert das chemisch gebundene Zugabewasser an seinem Ausmaß und damit sinkt auch das Volumen des Zementsteins. Diese Volumenverringerng des Zementsteins durch die Hydratation wird auch als chemisches Schwinden bezeichnet.

Mit der Zeit steht durch die Hydratation immer weniger freies Wasser zur Verfügung und der hydratisierende Zement verbraucht das Porenwasser. In den wassergefüllten Hohlräumen der Suspension und des Zementsteins erweitern sich die entstehenden Hydratationsprodukte, bis alle chemische Prozesse des Zements abgelaufen sind oder kein Wasser mehr zur Verfügung steht. Die zu Beginn der Hydratation noch wassergefüllten Porenräume können dabei entleert werden [27]. Es tritt eine innere Austrocknung ein (Selbstaustrocknung), die zum Absinken der inneren relativen Feuchte im Zementstein unter 100 % führt. Diese Selbstaustrocknung bewirkt ein rasches Schwinden, abhängig von Hydratationsgrad und unabhängig von der Bauteilgeometrie [31]. Die Folge ist die makroskopisch messbare Volumen- oder Längenverminderung – autogenes Schwinden. Autogenes Schwinden erfolgt also bei vollständigem Luftabschluss, während bei normaler Lagerung autogenes Schwinden zusammen mit Trocknungsschwinden gemessen werden muss.

Es gibt noch keine eindeutige Definition für die Begriffe chemisches und autogenes Schwinden, teilweise beschreiben beide ein und dasselbe Phänomen. Autogenes Schwinden beschreibt den Teil des chemischen Schwindens, dem die von außen messbaren Verformungen zugeschrieben werden. Der restliche Anteil des chemischen Schwindens führt zur Bildung von Schrumpfporen im Zementsteingefüge [9].

Der Erstarrungsbeginn ist als Beginn des autogenen Schwindens definiert (Abbildung 2.14). Am Anfang der Erstarrung entspricht das autogene Schwinden exakt dem chemischen Schwinden. Mit fortschreitender Hydratation unterscheiden sich das autogene und chemische Schwinden zunehmend.

Die Größe des autogenen Schwindens ist stark vom Wasserzementwert abhängig. Je niedriger der w/z-Wert eines Betons ist, desto größer ist der Anteil des autogenen Schwindens. Die Hydratation des Zementsteins kommt zum Stillstand, wenn die relative Feuchte im Porenraum unter 80 % fällt.

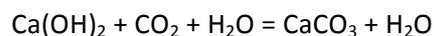


**Abbildung 2.14: Definition des autogenes Schwinden [27]**

Das autogene Schwinden ist bei normalen Betonen mit höheren Wasserzementwerten 5 bis 10mal kleiner als das Trocknungsschwinden. Mit der Entwicklung von Hochleistungsbetonen nimmt das autogene Schwinden in seiner Bedeutung zu. Diese Betone werden mit einem niedrigen w/z-Wert, mit Beigaben von Microsilica und Gesteinmehl und hochwirksamen Fließmitteln hergestellt. Der Anteil des autogenen Schwindens an den gesamten Schwindverformungen nimmt daher zu.

### 2.3.3.4 Carbonatisierungsschwinden

Als Carbonatisierung wird eine „neutralisierende“ chemische Reaktion bezeichnet, die in jedem Beton bei Anwesenheit von Kohlendioxid (CO<sub>2</sub>) und Feuchtigkeit abläuft und zur Schwächung seinen basischen Charakter führt. Während der Hydratationreaktion entsteht ein Calciumhydroxid (Ca(OH)<sub>2</sub>) und setzt sich beim diffundieren des Kohlendioxids aus der Luft in das Porensystem zu Calciumcarbonat (CaCO<sub>3</sub>) um.



Die Freisetzung von molekular gebundenem Wasser führt zu einer Volumenverminderung, die zur Rissbildung führt. Die Carbonatisierung ruft also eine Schwindverformung hervor, die durch eine Veränderung in der Porenstruktur erklärt werden kann. In den carbonatisierten Bereichen steigt die innere relative Feuchte, weil das zuvor molekular eingebundene Wasser freigesetzt und die innere Oberfläche vergrößert wird. Das Wasser verdunstet, damit der carbonatisierte Zementstein ins Gleichgewicht mit der Umgebungs-Feuchte kommen kann. Die Geschwindigkeit dieser Reaktion hängt von der Betonzusammensetzung und den Lagerungsbedingungen ab. Bevorzugt erfolgt die Carbonatisierung bei einer relativen Luftfeuchtigkeit zwischen 50 und 70% [32].

Die Carbonatisierung tritt nur in den Randzonen des Bauteils auf, daher ist der Einfluss auf die Formänderung des Bauteils sehr gering. Dennoch können Risse aus einer Zwangspannung infolge

Carbonatisierungsschwinden auftreten, können aber durch eine geeignete Wahl der Werkstoffzusammensetzung beschränkt werden.

## **2.4 Messung der Schwindspannung**

### **2.4.1 Ring- Test**

Der Ring-Test ist eine Methode zur Beurteilung der Rissbildung. Die aktuellen Versionen der Ring-Tests können als systematische Prüfung verwendet werden, um das Alter der Rissbildung oder die Rissbreiten in unterschiedlichen Mischungen vergleichen zu können. Mithilfe der Ringdehnung, des freien Schwindens und des E-Moduls können die Zugspannung, der Behinderungsgrad und das Kriechverhalten berechnet werden. Die maßgebliche Ausgangsgröße des Ring- Tests ist die Zwangsverformung des Stahlrings.

Der Ring-Test besteht im Wesentlichen aus einem Betonring dessen Kontraktion durch einen Stahlring zurückgehalten wird. Das Schwinden von Beton komprimiert den Stahlring und induziert Spannungen in beiden Ringen. Die resultierende Deformation kann auf dem Stahlring gemessen werden. In der Regel sind drei bis vier Dehnungsmessstreifen an der Innenseite des Stahlringes zu diesem Zweck angeklebt. Aufgrund der hohen konzentrischen radialen Spannungen liefern die einzelnen Dehnungsmessstreifen ähnliche Werte solange keine Risse auftreten. Eine starke und plötzliche Verringerung der Verformungen zeigt die Bildung von einem Riss im Betonring.

Der Querschnitt des Betonringes wird nach der maximalen Korngröße gewählt. Die Höhen der beiden Stahlringe sind meistens gleich. Der Grad der Zurückhaltung hängt von der Breite und dem Elastizitätsmodul der Stahlringe ab.

In Abbildung 15 wird ein Ring unter einem Innendruck  $P$  mit einem inneren und äußeren Radius  $R_i$  bzw.  $R_o$  betrachtet. Dieser Ring entspricht dem geschrumpften Betonring in dem Ring-Test. Die Funktion für Radial- und Tangentialspannung bei jedem Radius  $r$  des Ringes ( $R_i \leq r \leq R_o$ ) kann als eine gerade Linie über  $1/r^2$  eingezeichnet werden, die sogenannte Lamé-Linie (Abbildung 2.15) [33]. Die Radialspannung ist negativ (Druck) und wird Null für  $r=R_o$ . Die Tangentialspannung ist positiv entlang dem gesamten Radius (Zug) und erreicht das Maximum am inneren Radius  $r=R_i$ . Der Unterschied der Tangentialspannung im inneren und äußeren Radius ausgedrückt als Prozentsatz verringert sich mit zunehmendem Radius und abnehmender Ringdicke.

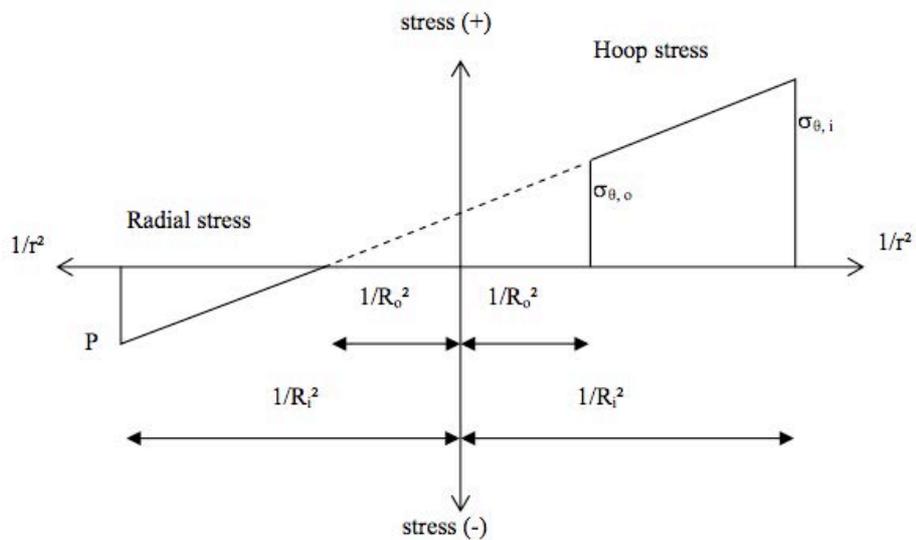


Abbildung 2.15: Radial- und Tangentialspannung in einem Ring mit dem inneren und äußeren Radius  $R_i$  und  $R_o$  aufgrund den inneren Druck  $P$  [33]

Eine Modifikation des Ring-Tests zur Messung der Spannung des autogenen Schwindens hat *Eppers* [33] in seiner Dissertationarbeit angewendet (Abbildung 2.16).



Abbildung 2.16: Aufbau eines Ring-Tests von *Eppers* [33], vor (links) und nach dem Gießen (rechts)

### 2.4.2 Der behinderte Ring- Test

In [34] wurde ein Test für die Messung der Schwindspannungen in quadratischen Prismen veröffentlicht. Dieses Prüfverfahren gilt für die Bestimmung der Spannungen, die von einem behinderten autogenen Schwinden des Betons verursacht werden.

Die Form besteht aus einer Unterplatte, zwei Seiten- und Endplatten aus Stahl, wobei die Innenabmessung der Form  $100 \times 100 \times 150$  mm beträgt (Abbildung 2.17). In der Form wird eine

polytetrafluoroethylene (PTFE) Folie gelegt. Beide Endplatten bestehen aus Schaumpolystyrol (Dicke 3 mm), um die freie Bewegung der Probe zu ermöglichen. Eine Polyester Folie (Dicke 0,1 mm) wird auf die PTFE Folie und auf die Polystyrol-Platten auf die Seiten der Form gelegt, damit ein direkter Kontakt der Probe mit der Form verhindert wird. In die Mitte der beiden Endplatten der Form wird ein Loch mit Durchmesser 34 mm gebohrt, so dass ein Bewehrungsstab durch die Löcher aufgesetzt werden kann. Die Achse des Bewehrungsstabes ist mit der Längsachse vom Prüfkörper identisch.

Ein gerippter Bewehrungsstab mit einem Durchmesser von 32 mm und einer Länge von 1600 mm wird im Probekörper positioniert. Mittig ist die Oberfläche des Stabs auf einer Länge von 300 mm glatt abgedreht, wobei der Durchmesser auf 28,5 mm reduziert ist. Der beschriebene Aufbau ist in Abbildung 2.17 schematisch dargestellt.

Zur Messung wird ein Dehnmessstreifen (DMS) benutzt, der eine Selbsttemperatur-Kompensation besitzt. Der DMS wird in der Mitte auf dem glatten Teil des Bewehrungsstabes befestigt. Dieser Teil ist mit einer Teflonschicht abgedeckt, um eine Bindung zwischen Beton und Bewehrungsstab zu verhindern. Der Dehnmessstreifen wird mit einem Klebstoff am Bewehrungsstab befestigt, um eine gute Haftung während des Tests gewährleisten zu können.

### **Messverfahren**

Die Längsdehnung und Temperatur werden in der Feldmitte des Verstärkungsstabes gemessen. Um die Längsdehnung zu messen, werden zwei Messgeräte symmetrisch zur Achse des mittleren Bewehrungsstabes angeordnet.

Die Spannung von autogenem Schwinden wird durch die folgende Gleichung unter Verwendung des Durchschnittswerts von Dehnung des Bewehrungsstabes ausgedrückt:

$$\sigma_c = (E_s \times \varepsilon_s \times A_s) / A_c$$

wobei

$\sigma_c$ - Spannung von autogenem Schwinden	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$ - Elastizitätsmodul des Bewehrungsstabes	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\varepsilon_s$ - Dehnung des Bewehrungsstabes	
$A_s$ - Querschnittsfläche des Bewehrungsstabes	[mm <sup>2</sup> ]
$A_c$ - Querschnittsfläche des Betons	[mm <sup>2</sup> ]

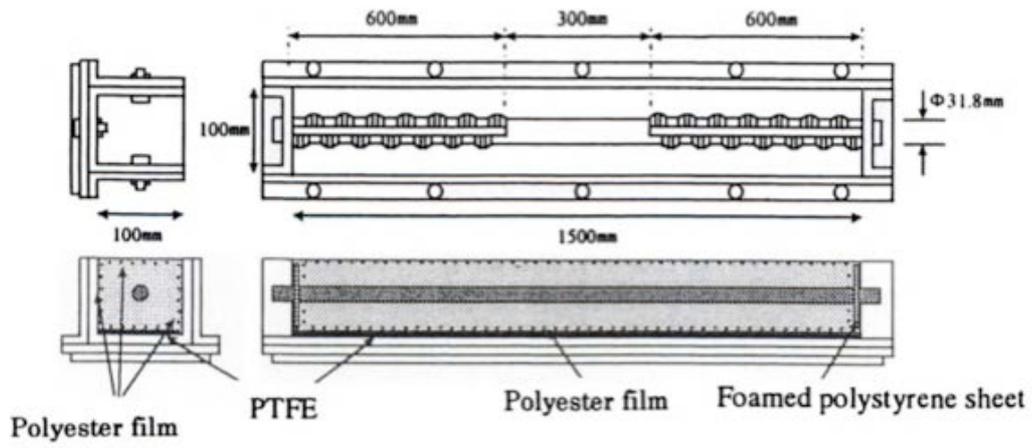


Abbildung 2.17: Form und der Probekörper [34]

### 3 Messvorrichtung und Vorversuche

#### 3.1 Messvorrichtung

Die Messvorrichtung besteht aus einer unteren Holzplatte mit der Abmessung von 300x300 mm auf der zwei Holzformen angeschraubt sind. Die Innenabmessung dieser Formen beträgt 40x40x160 mm, sie sind aus zwei Seiten- und Endplatten hergestellt (Abbildung 3.1). In den Endplatten ist zentrisch ein Loch gebohrt um eine Gewindestange mit einem Durchmesser von 6 mm durchziehen zu können. An beiden Enden der Formen ist ein quadratisches Stahlprofil mit der Größe von 40x40x290 mm positioniert, welches nicht fix befestigt sondern nur aufgelegt ist, um ein axiales Gleiten der Stahlprofile zu ermöglichen. In der Mitte der Stahlprofile wird durch ein Loch je eine Gewindestange mit einem Durchmesser von 12 mm befestigt. Mittels dieser Gewindestangen wird die mittig gelegte Kraftmessdose angebunden. Die 6 mm Gewindestangen sind an den Außenseiten der Stahlprofile mit Gewindemuttern befestigt, sodass zwischen den Holzformen und den Stahlprofile ein Spalt von ca. 5 mm bleibt. Durch Sechskant-Gewindemuttern, welche an der Innenseite der dickeren Gewindestangen angebracht sind, kann die Länge justiert werden.

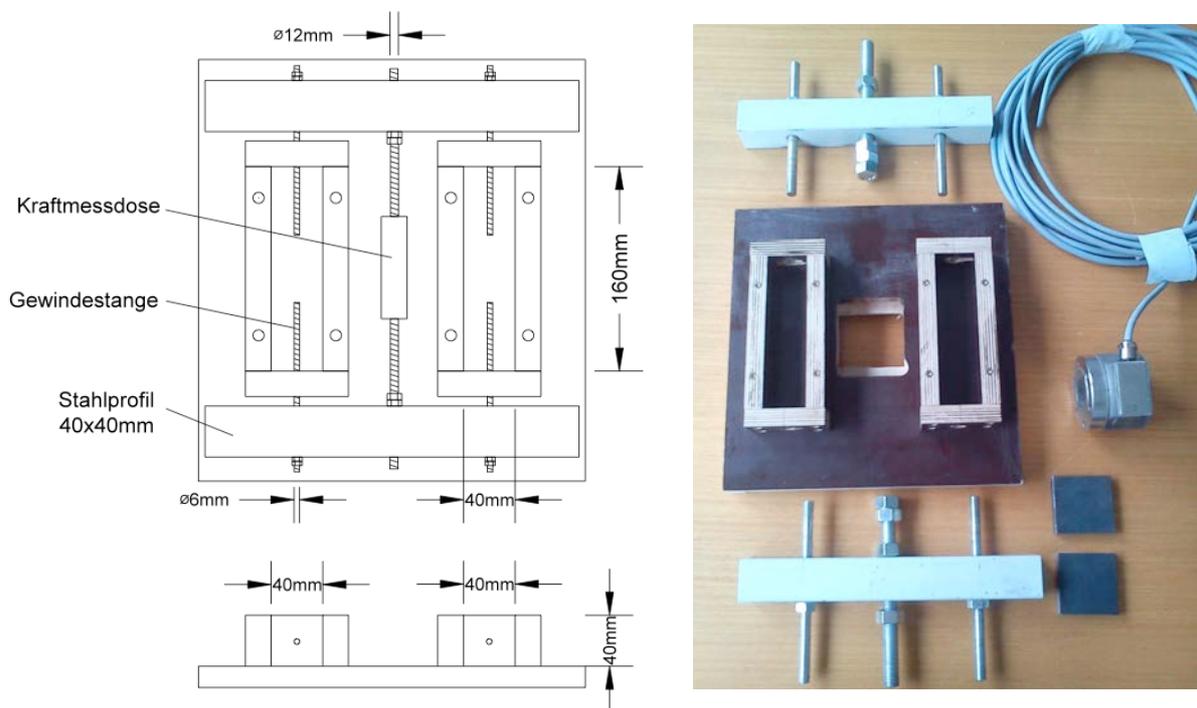


Abbildung 3.1: Messvorrichtung - Entwurf (links) und Aufbau (rechts)

Das Grundprinzip der direkten Messung der Schwindkräfte besteht darin, dass die in den Formen eingegossenen Gewindestangen infolge des Schwindens des Prüfkörpers gegenseitig angezogen werden. Die Messung der auftretenden Kraft erfolgt durch die Kraftmessdose, welche wie in Abbildung 3.2 schematisch dargestellt, über die Gewindestangen mit dem Prüfkörper verbunden ist.

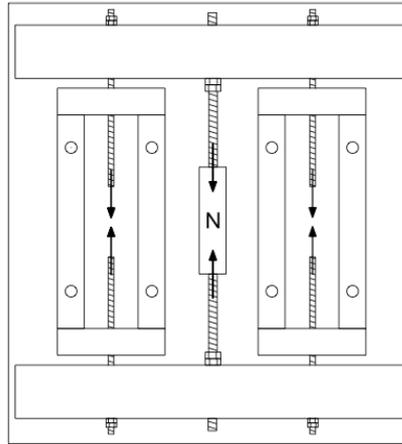


Abbildung 3.2: Prinzip der Kraftmessung

## 3.2 Versuchsdurchführung

### 3.2.1 Herstellung der Versuchsproben

Für die Versuche wurden Zementleime mit einem Wasserzementwert von  $w/z = 0,33$  mit CEM II/A-L 42,5 N hergestellt. Zur Mischung wird ein kleiner Mörtelmixer benutzt. Zur Herstellung homogener Leime wird der Zement die ersten 30 Sekunden ohne Zugabe von Wasser auf der niedrigsten Stufe gemischt. Dann wird das Zugabewasser bei gleicher Mischgeschwindigkeit zugemischt und nach zwei Minuten wird die Geschwindigkeit noch für eine Minute erhöht. Nach 3,5 Minuten Mischzeit ist der Zementleim für den Versuch vorbereitet. Die Messung beginnt unmittelbar nachdem der Zementleim in die Form eingebracht wird.

### 3.2.2 Versuchsverfahren

Im nächsten Abschnitt wird beschrieben wie sich die einzelnen Vorversuche unterscheiden und wie groß der Einfluss auf die Ergebnisse ist.

Beim ersten Vorversuch wurde eine Kraftmessdose mit einer maximal aufnehmbaren Kraft von 50 kN eingesetzt. Die eingegossenen Gewindestangen mit einem Durchmesser von  $d = 12$  mm ergänzen zwei Gewindestangen  $d = 16$  mm die an die Kraftmessdose angelehnt sind um die Kraft von den Prismen übertragen zu können. Auf den Endseiten der Form sind Platten aus extrudiertem Polystyrol (EPS) mit einer Dicke von 2 mm platziert, um eine Eindringung von Zementleim in die Löcher der Endplatten zu verhindern. Die Form ist anschliessend von der Innenseite mit einem Schalöl eingeeölt, damit die Bewegung der Prismen beim Schwinden nicht behindert wird. Nach dem Einbringen des Zementleims in die Form bleibt die obere Seite unbedeckt (Abbildung 3.3).



Abbildung 3.3: Vorversuch 1 mit Kraftmessdose HBM C6A (links) und Vorversuch 2 mit Kraftmessdose HBM S9M (rechts)

### 3.3 Vorversuche

#### 3.3.1 Vorversuch 1

In diesem Vorversuch wurde eine Kraftmessdose Typ HBM C6A mit einer maximal aufnehmbaren Kraft von bis 50 kN eingesetzt. Die Aufzeichnung der Messwerte erfolgte über einen Zeitraum von 20 Stunden nach dem einbringen des Zementleims, da der größte Teil des Schwindens innerhalb der ersten 24 Stunden erfolgt. Dabei wurde eine maximale Kraft von 56,7 N gemessen (Abbildung 3.4).

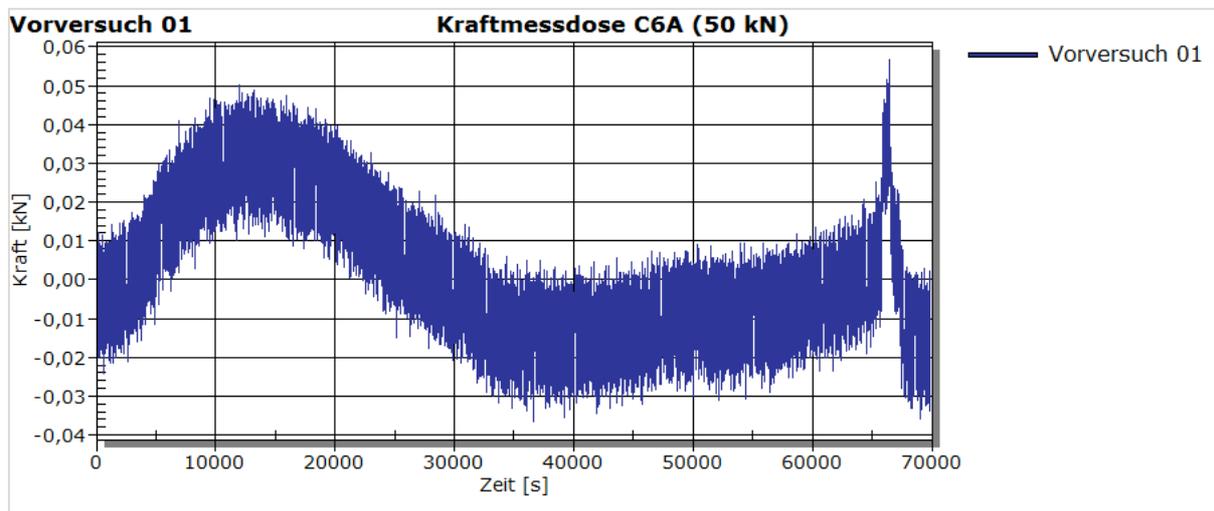


Abbildung 3.4: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Vorversuch 1

Im Zeit-Kraft Diagramm ist ersichtlich, dass ein rapider Anstieg der gemessenen Kraft infolge von Schwinden in dem ersten 3 Stunden erfolgte, dann nimmt das Schwinden ab. Ein Grund dafür ist, dass die Temperatur in den ersten Stunden sehr hoch ist und mit zunehmender Dauer abnimmt. Nach ungefähr 11 Stunden steigen die Werte der Schwindkräfte wieder an. Das Schwinden ist ein nie

endender Prozess, es wird nur mit der Zeit und mit sinkender Temperatur langsamer. Die auftretenden Kräfte im Versuchsaufbau sind für die gewählte Kraftmessdose zu klein, daher wird im nächsten Vorversuch eine andere Kraftmessdose eingesetzt.

### 3.3.2 Vorversuch 2

Aufgrund der Erkenntnisse von Versuch 1 wird im zweiten Vorversuch eine Kraftmessdose vom Typ HBM S9M eingesetzt. Diese kann eine maximale Kraft von 5 kN aufnehmen. Diesmal beträgt die Versuchsdauer 60 Stunden, um herauszufinden wie sich das Schwinden mit zunehmender Zeit weiter entwickelt. Die Auswahl der feineren Kraftmessdose hat sich als gut erwiesen, da die Schwingungen viel kleiner sind und die auftretenden Kräfte präzise gemessen werden können. Der charakteristische Verlauf der Kurve ist mit der des ersten Vorversuchs vergleichbar. Die Kräfte sind um den Faktor vier kleiner (Abbildung 3.5). Diese Unterschiede können mit der Reibung zwischen dem Stahlprofil und der Holzplatte zusammenhängen. Wenn man diese Reibung minimiert, resultieren daraus genauere Ergebnisse. Der Anstieg des Schwindens nach den ersten 11 Stunden ist fast gleichmäßig und hat auch weiter eine steigende Tendenz. Die Ergebnisse der beiden Vorversuche zeigten, dass eine erweiterte Studie mit der gewählten Messeinrichtung sinnvoll ist, und eine Wiederholbarkeit der Messung untersucht werden soll.

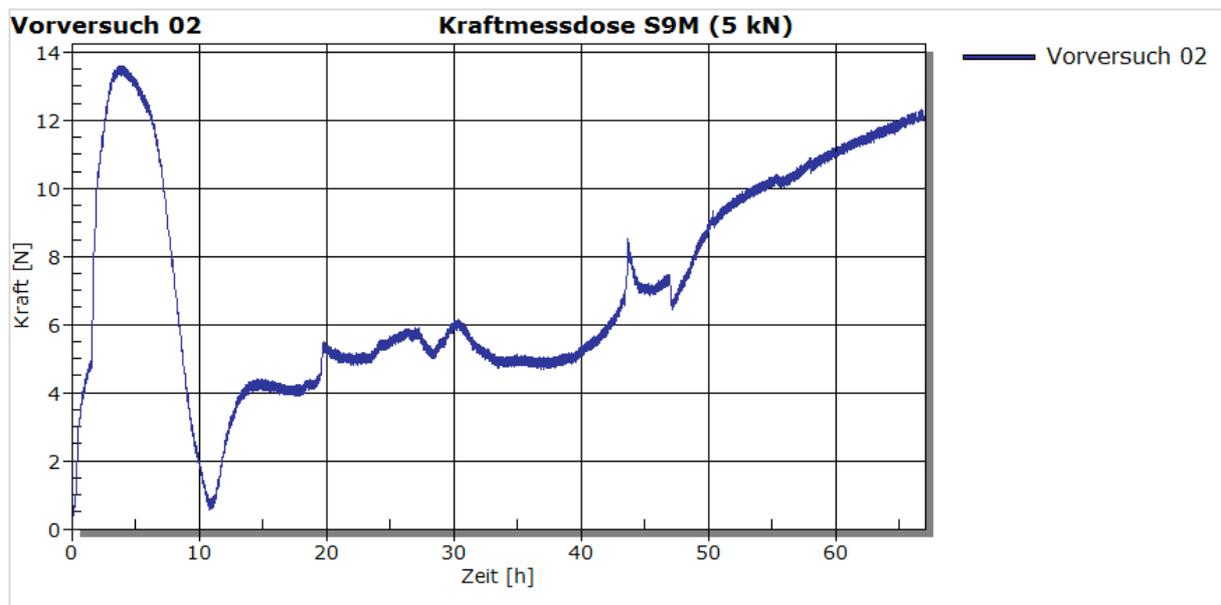


Abbildung 3.5: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Vorversuch 2

### 3.4 Voruntersuchungen

Um repräsentative Ergebnisse zu bekommen und negative Einflüsse auszuschließen, wurden mehrere Messungen mit verschiedenen Modifikationen durchgeführt. Es ändert sich immer nur die Messvorrichtung, die Versuchsproben (Mischungen) bleiben unverändert. Nur so kann der Einfluss der Messvorrichtung auf die Änderungen der Ergebnisse gezielt ermittelt werden. Bei jeder Versuchsreihe wurden 3 Messungen durchgeführt um diese dann vergleichen zu können.

Die Wirkungslänge der Gewindestange ist ein wichtiges Element, welches einen Einfluss auf die Größe der Kraft haben könnte. Es wird angenommen, dass der Teil des Probekörpers wo die Gewindestange eingegossen wird (Wirkungslänge), wie ein bewehrter Teil wirkt. Ein Querschnitt von 40x40 mm mit einer 6 mm Gewindestange in der Mitte weist ein Bewehrungsgrad von 1,75 % auf. Die Schwindkraft wird also vom Schwindkern verursacht, der Teil der Wirkungslänge dient als eine Verankerung um diese Kraft messen zu können (Abbildung 3.6).

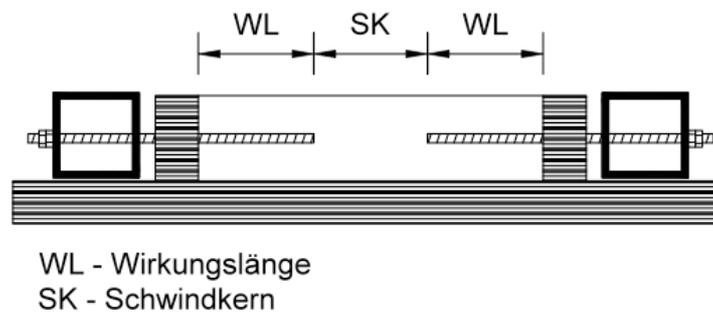


Abbildung 3.6: Definition der Wirkungslänge und des Schwindkerns

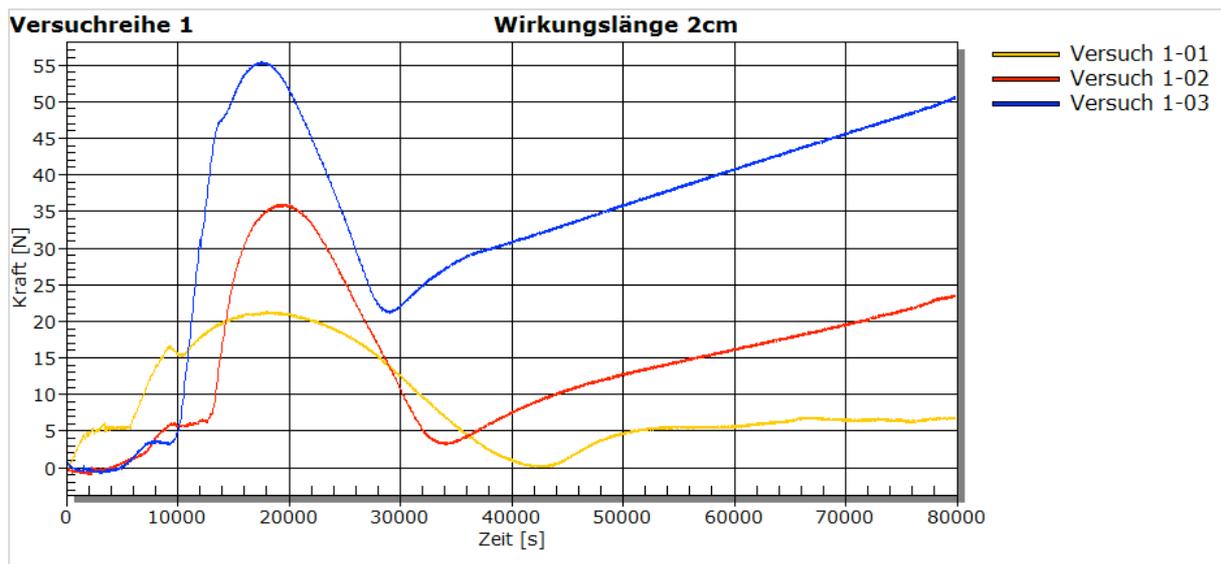
#### 3.4.1 Versuchsreihe 1

Die Reibung kann bei kleinen Formänderungen und kleinen Kräften im Probekörper eine große Rolle spielen. Mit der ersten Änderung soll eine Minimierung der Reibung zwischen Stahlprofil und Holzplatte bewirkt werden. Zu diesem Zweck wurden an den Stellen der Stahlprofile vier Schlitz in die Holzplatte gefräst und in diese je 40 mm lange Stahlstangen gelegt. Somit liegt jedes Stahlprofil linienförmig nur auf zwei Stahlstangen auf, wodurch die Reibung minimiert wird. Zudem werden auf den Gewindestangen kleine Aluminium-Platten angebracht. Somit kann auch die Dehnung der Gewindestangen beim Schwindungsprozess gemessen werden (Abbildung 3.7). Die Gewindestangen wurden in der erste Versuchsreihe 20 mm eingegossen wobei sich die Aluminiumplatten am Ende der Stange befinden. Die Ergebnisse von drei Versuchen werden jeweils nach 22 Stunden verglichen.



**Abbildung 3.7:** Aluminium-Platten zur Dehnmessung (links), Dehnmessung (mitten) und Stahlstangen zur Verminderung der Reibung (rechts)

Abbildung 3.8 zeigt die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe. Dabei ist ersichtlich, dass sich die maximal entstandenen Kräfte in ihrer Höhe stark unterscheiden, der zeitliche Verlauf jedoch die gleiche Charakteristik aufweist. Bei rd. 20 000 Sekunden was etwas mehr als 5,5 Stunden entspricht, erreicht die Kraft bei jeder Wiederholung ihren Maximalwert, dann fällt sie rasch ab. Nach ungefähr 8 Stunden steigt die Kraft wieder an. Die Form der Kurve bzw. die Zeit der Maxima und Minima entsprechen auch dem Vorversuch 1.



**Abbildung 3.8:** Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 1

Beim Versuch 1-01 wurde ein interessantes Ereignis beobachtet. In beiden Proben ist ein Riss entlang der Aluminiumplatte entstanden. In Abbildung 3.9 sind die Stellen wo die Risse entstanden sind, blau markiert. Die Grafik betrachtet einen Zeitraum von 8 Tagen. Ein Grund für die Rissentstehung an diesen Stellen kann die breite Aluminiumplatte sein. Diese ist 2 cm breit, daher bleibt an jeder Seite der Platte nur 1 cm frei. Dadurch wird die Probe quer in drei Einzelteile getrennt. Beim Erhärten des Zementleims sind die Teile nur schwach verbunden und infolge des Schwindens kann es zur kompletten Trennung kommen.

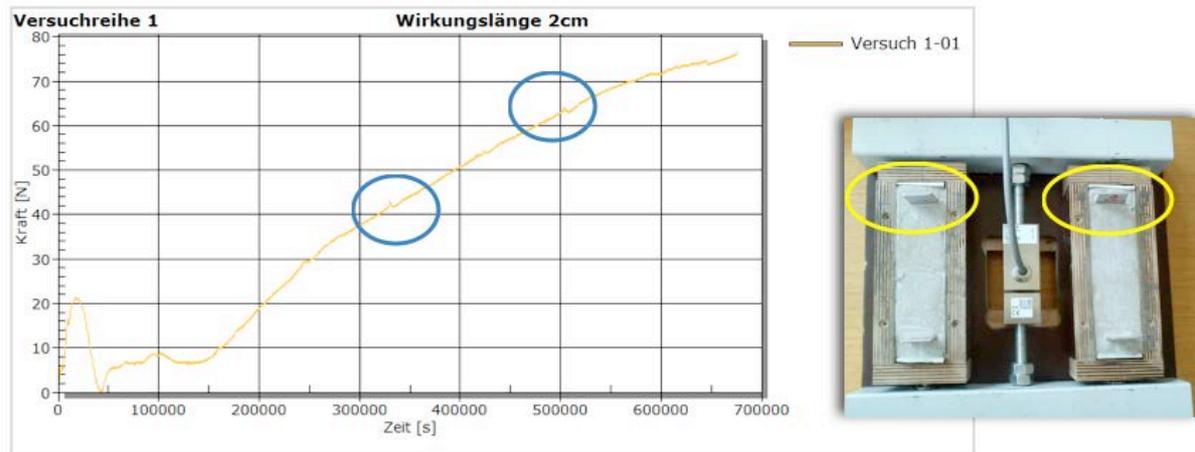


Abbildung 3.9: Entstehung der Risse im Versuch 1-01

Die Dehnung der Probekörper wurde auf 3 Seiten mit einem Wegaufnehmer Typ HBM MX840A gemessen. In der Abbildung 3.10 sind die Ergebnisse eines Wegaufnehmers ausgewertet. Die Dehnung weist einen schnellen Anstieg auf, ihr Maximum wird bei ungefähr 5 Stunden erreicht. Zu diesem Zeitpunkt erreicht die Kraft ebenfalls die größten Werte in ihrer ersten Spitze. Aus der Tendenz der Kurve lässt sich feststellen, dass die Dehnung mit fortschreitender Zeit nur langsam ansteigt.

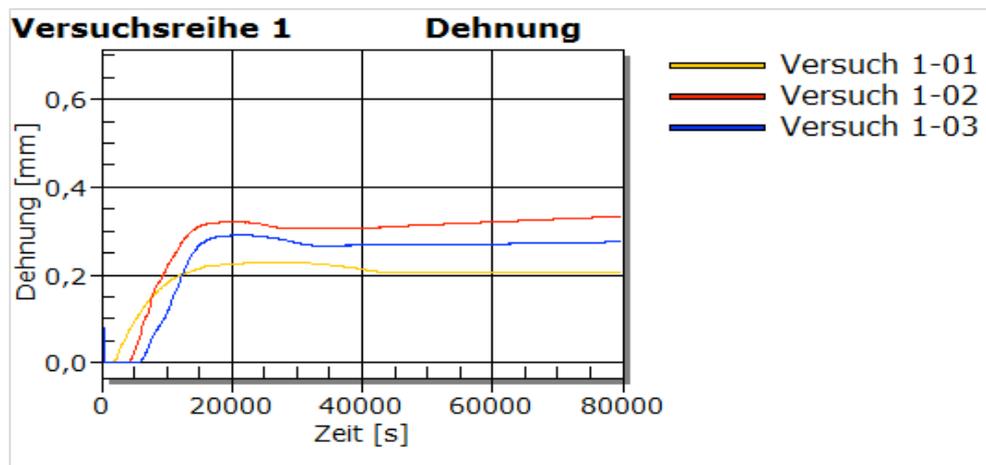


Abbildung 3.10: Dehnung in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 1

### 3.4.2 Versuchsreihe 2

Um den Einfluss der Wirkungslänge zu bestimmen wurden in der zweiten Versuchsreihe die Gewindestangen 6 cm tief in der Form eingegossen. Zum Vergleich werden wieder drei Versuche ausgewertet (siehe Abbildung 3.11). Es fällt auf, dass der Verlauf der Kräfte ähnlich zu denen der ersten Versuchsreihe ist, jedoch mit dem Unterschied, dass die Kraft nach Erreichen der ersten Spitze langsamer abnimmt. In diesem Fall sinkt die Kraft bis rd. 50 000 Sekunden was etwa 14 Stunden entspricht. Danach steigt sie wieder an.

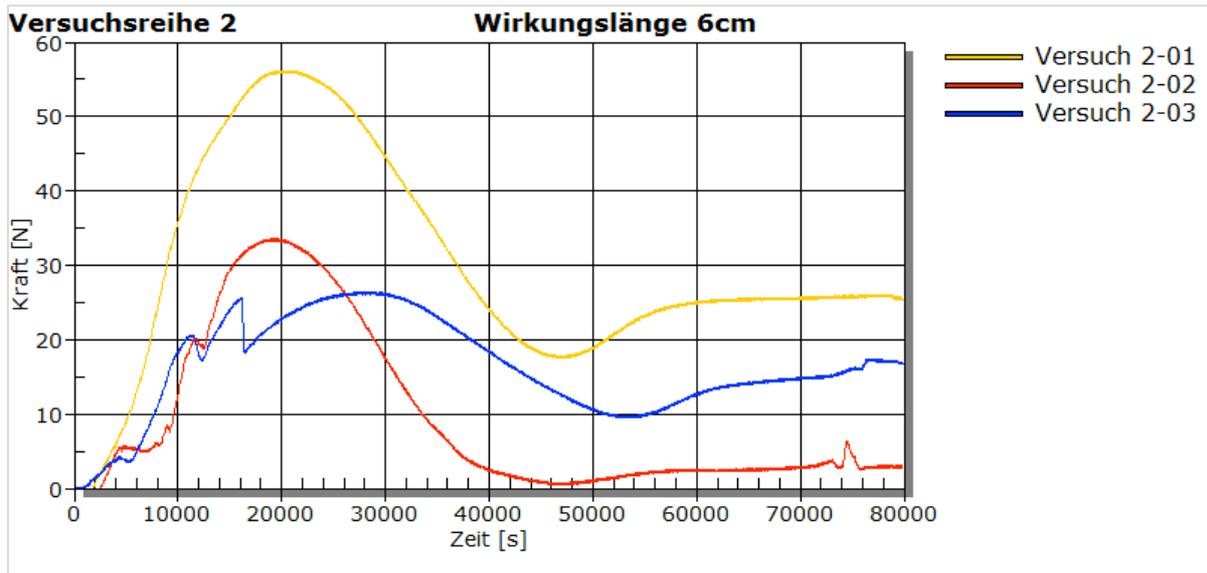


Abbildung 3.11: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 2

Der Versuch 2-03 weist bei 16 000 Sekunden eine plötzliche Absenkung auf. Um den Versuch genauer zu identifizieren, wurde dieser fortgesetzt und über einen größeren Zeitraum von über 5 Tagen betrachtet (Abbildung 3.12). Beim Verlauf der Kraft ist es ersichtlich, dass die Kraft nicht kontinuierlich gestiegen ist, sondern mehrere Spannungsanfänge zu beobachten sind. Diese wurden durch die Risse im Probekörper verursacht.

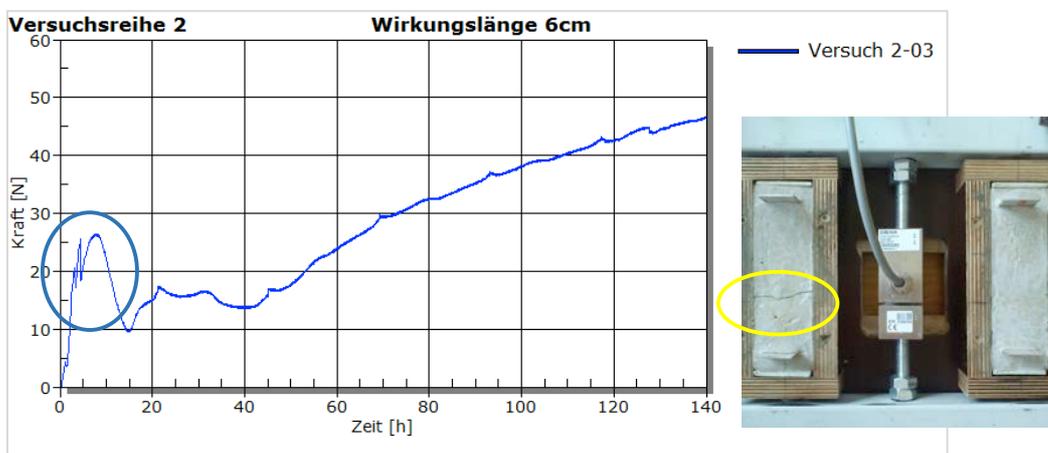


Abbildung 3.12: Versuch 2-03 im Zeitraum von 5 Tagen

Beim Ausschalen wurde festgestellt, dass der Riss komplett durch den Probekörper verläuft und diesen in zwei Teile trennt. Die Trennung erfolgt am Ende der Gewindestange (Abbildung 3.13). Die Aufnahme der Kraft ist trotzdem noch möglich, da die andere Seite des Probekörpers auch wirkt. Der Riss stellt eine Fehlstelle dar und kann nicht die gleiche Tendenz wie bei den vorigen Versuchen besitzen.



Abbildung 3.13: Riss im Probekörper beim Versuch 2-03

Die Dehnung wurde genauso wie bei der ersten Versuchsreihe gemessen. Bei Versuch 2-03 erreichte die Dehnungslinie das Maximum zum Zeitpunkt, wo der Riss entstanden ist (10000 Sekunden). Danach wird eine weitere Dehnmessung verhindert und nach dem Nachlassen bleibt der Wert der Dehnung gleich (Abbildung 3.14).

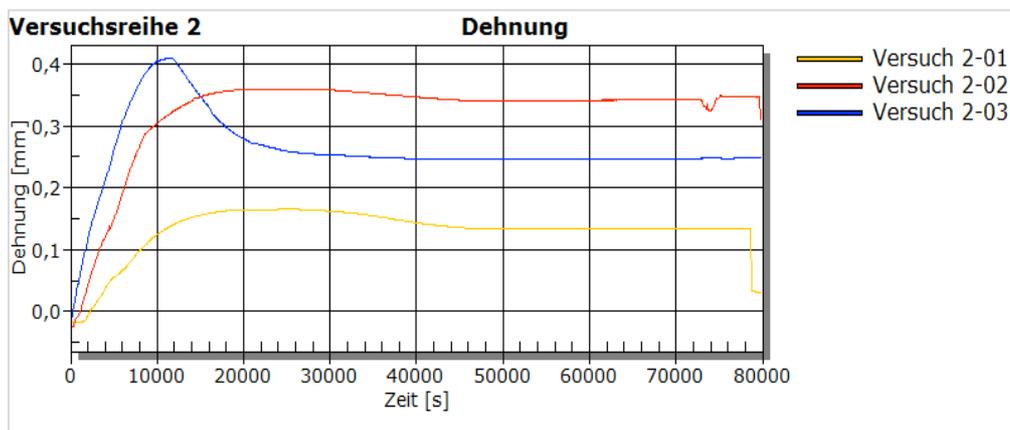


Abbildung 3.14: Dehnung in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 2

Obwohl die Probekörper immer gleich hergestellt wurden, unterscheiden sich die Werte der einzelnen Versuche stark. Man kann nicht von einer Messvorrichtung sprechen, die eine Wiederholbarkeit gewährleistet. Alle negativen Einflüsse, die in den Vorversuchen und in den Versuchsreihen aufgetreten sind, müssen behoben oder minimiert werden.

### 3.4.3 Versuchsreihe 3

In der nächsten Versuchsreihe wurden zwei Änderungen durchgeführt. Die kurzen Stahlstangen (Auflager) wurden durch Kugeln mit einem Durchmesser von 6 mm ersetzt. Dieses „Kugellager“ soll die Reibung zwischen dem Stahlprofil und der Holzplatte verringern (Abbildung 3.15). Um die Rissentstehung bei der Stahlplatte verhindern zu können, wird die Breite der Metallplatten auf 1 cm reduziert.

Mit diesen Änderungen werden zwei Versuche gemacht, einmal mit 2 cm und einmal mit 6 cm Wirkungslänge. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 3.16 erfasst. Der Verlauf der Kraft ist ähnlich wie bei den vorigen Versuchen jedoch mit einem signifikanten Unterschied.



Abbildung 3.15: Ausbesserung bei der Versuchsreihe 3 (links: Kugellager, rechts: schmalere Stahlplatten)

In beiden Fällen erfolgt der erste Anstieg der Kraft erst bei ungefähr 12 000 Sekunden (3,3 Stunden). Man kann kaum große Änderung in der ersten Spitze der Kraft beobachten. Der Wert bewegt sich ungefähr in dem Bereich der vorausgegangenen Versuche.

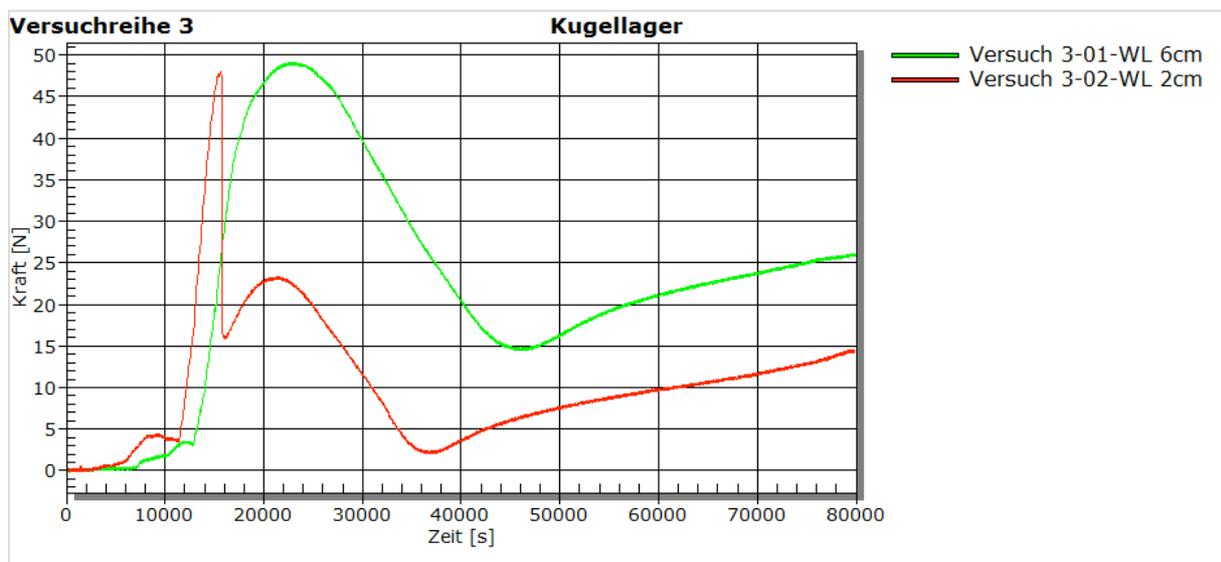


Abbildung 3.16: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 3

Beim Versuch 3-02 ist ein Riss entstanden (Abbildung 3.17), was in der Grafik zu einem rapiden Abfall der Kraft führt. Nach dem Ausschalen wird festgestellt, dass der Riss durch den ganzen

Probekörper verläuft und eine weitere Messung nicht mehr relevant ist. Dies könnte durch eine Behinderung der Bewegung durch die Gewindestange verursacht werden.

Bei den durchgeführten Versuchen ist es ersichtlich, dass in mehreren Fällen ein Riss infolge der Behinderung der Bewegung entstanden ist. Diese Fehlstelle soll in der nächsten Versuchsreihe möglichst behoben werden.



Abbildung 3.17: Mittiger Riss beim Versuch 3-02

#### 3.4.4 Versuchsreihe 4

In der vierten Versuchsreihe wird zu der Gewindestange noch eine Aluminium-Platte mit vier kleinen Dübeln angeschraubt, um den Schwindkern genau definieren zu können (Abbildung 3.18). Die Dübel sind 2 cm lang und auch die Gewindestange wird 2 cm eingeschraubt. Der Schwindkern beträgt somit 10 cm. Die freie Bewegung dieser Platten ist auch gegeben, weil der Zementleim nicht in die gebohrten Löcher der Holzplatte eindringen kann.

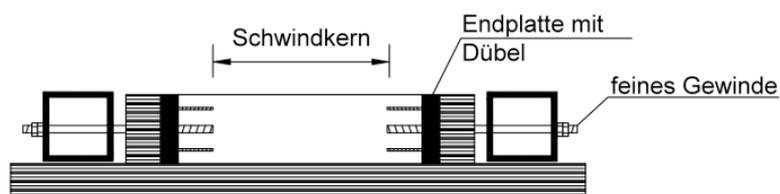


Abbildung 3.18: Definition des Schwindkerns bei Benutzung der Aluminium-Platten

Es werden vier Versuche gemacht, jeweils unter gleichen Bedingungen. Die Kraft erreichte in allen Fällen in der ersten Phase einen Wert von rd. 50 N und der Verlauf der Kräfte der Versuche ist sehr ähnlich (Abbildung 3.19). Es ist zu sehen, dass durch die Benutzung der Aluminium-Platten im Zusammenspiel mit den Dübeln eine Wiederholbarkeit der Versuche erreicht wird.

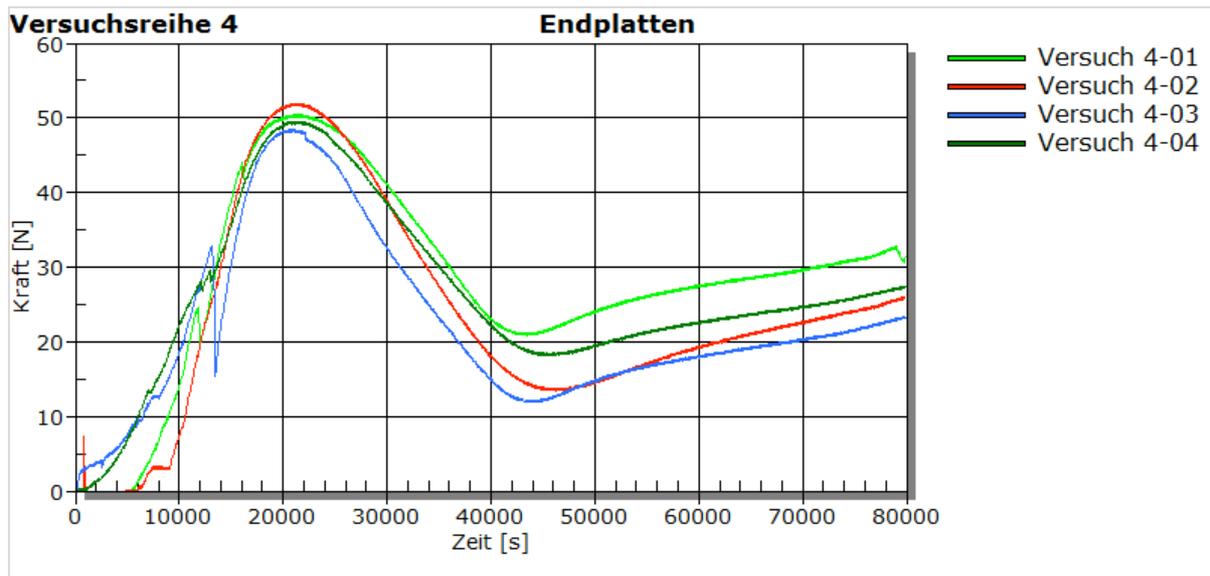


Abbildung 3.19: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 4

### 3.4.5 Versuchsreihe 5

Das primäre Ziel der fünften Versuchsreihe ist das ausgeprägte Maximum, das in den ersten Stunden auftritt zu vernachlässigen und die Messung erst ab dem Zeitpunkt wo die autogene Verformung und die Verformungsgeschwindigkeit konstant ist zu beginnen. Damit kann die Kraftentwicklung in der Erstarrungsphase beobachtet werden.

Um dies zu erreichen wird auf einen Stahlstab ein Gewinde mit einer Steigung von 0,5 mm geschnitten. Somit kann die Einstellung der Gewindemutter möglichst exakt vorgenommen werden (Abbildung 3.20). In der Mitte bleibt die Stange blank, was wiederum die Reibung vermindert. Die Messeinrichtung wird mit Hilfe der Ergebnisse von durchgeführten Dehnungsmessungen eingestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Dehnung bei rd. 20 000 Sekunden (5,5 Std) einen Wert von 0,2 bis 0,4 mm aufweist. Die Mutter wurde auf einer Seite gelockert



(Bei einer Gewindesteigung von 0,5 mm entspricht eine halbe Umdrehung der Mutter 0,25 mm) (Abbildung 3.20), damit das Stahlprofil nicht unmittelbar nach Einbringen des Zementleims infolge des Schwindens gezogen wird. Der Probekörper fängt an zu schwinden und erst bei Berührung der Mutter mit dem Stahlprofil beginnt die Messung der Kraft.

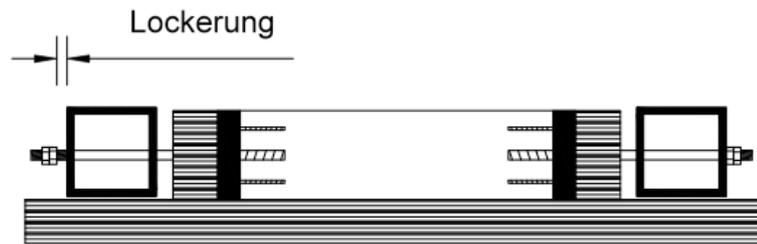


Abbildung 3.20: Definition der Lockerung

Für die Lockerung werden verschiedene Werte von 0,125 bis 0,625 mm gewählt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 3.21 zusammengefasst.

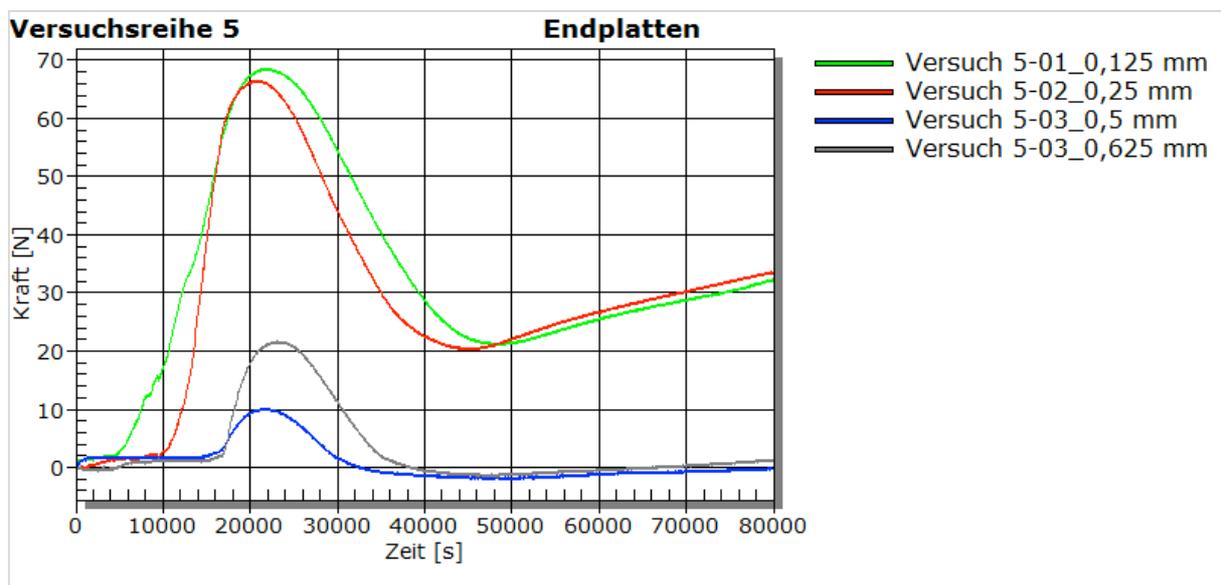


Abbildung 3.21: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 5

Mit zunehmender Lockerung wird das ausgeprägte Maximum kleiner und die Kraftmessung tritt später ein. Bei den ersten zwei Versuchen ist jedoch das erste Maximum mit einem Wert von mehr als 60 N festzustellen obwohl der Verlauf der Kraft im Vergleich mit der vierten Versuchsreihe übereinstimmt. Das Maximum und die Absenkung erfolgt zur selben Zeit aber die Werte sind höher. Eine weitere Vergrößerung der Lockerung bei den übrigen zwei Versuchen führt zu einem späteren Auftreten und einer Verringerung des Maximums. Die Spannung welche auf die Kraftmessdose wirkt wird infolge der Lockerung aufgeschoben. Deshalb kann bei keinem Versuch dieser Versuchsreihe eine Rissentstehung beobachtet werden.

Die Idee war das erste Maximum mit Hilfe der Lockerung ganz zu vernachlässigen und einen Kraftverlauf ab dem Zeitpunkt von 40 000 Sekunden zu beobachten. Die weitere Lockerung (0,75 mm) ist aber so groß, dass die Messung gar nicht erfolgte.

In der Abbildung 3.22 sind Versuche aus zwei verschiedenen Versuchsreihen verglichen.

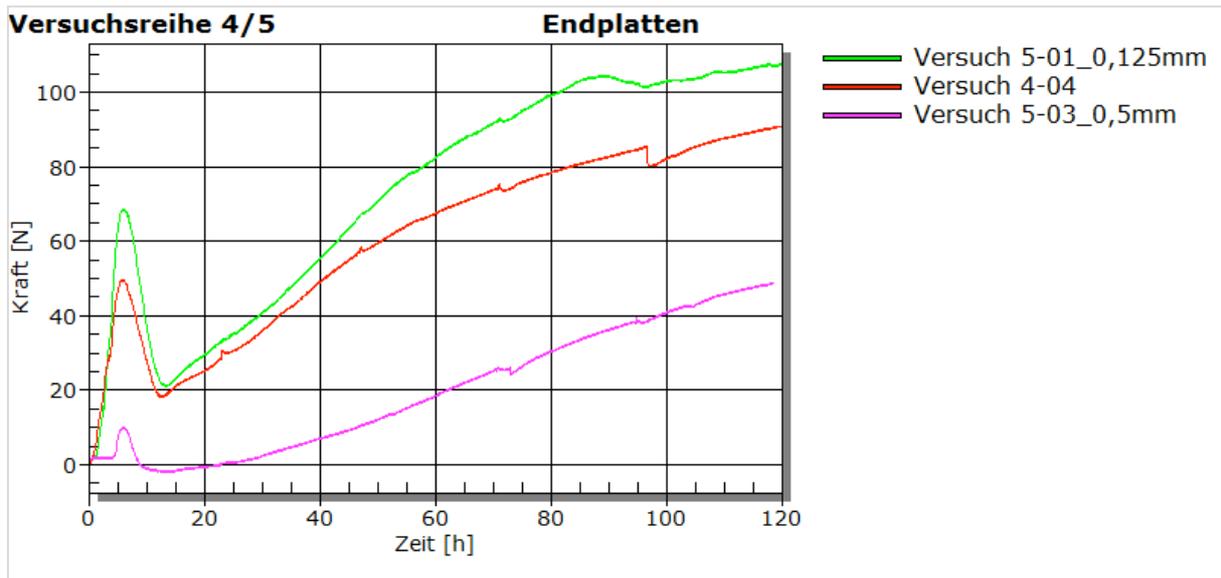


Abbildung 3.22: Schwindkraft in Abhängigkeit von der Zeit bei verschiedenen Versuchsreihen

Die Veränderung der Kraft ist für den Zeitraum von mehr als 4 Tagen dargestellt. Der Einfluss der gelockerten Muttern ist nicht nur am Anfang sondern während der gesamten Messung bemerkbar. Die Kraft in Versuch 5-03 mit einer Lockerung von 0,5 mm ist am Ende der Messung zweimal kleiner als die Kräfte der anderen Versuche. Umgekehrt führt eine kleinere Lockerung zu größeren Werten.

### 3.4.6 Temperaturmessung

Um den Verlauf der Schwindkraft in den ersten Stunden beschreiben zu können, wird zusätzlich die Wärmeentwicklung des Zements ermittelt, die in 2.1.3.1 genauer beschrieben ist.

Zur Messung wurde ein Thermodraht GLGL Typ K verwendet der an das Thermoelement THERMO-MX-BOARD von HBM angeschlossen wurde (Abbildung 3.23). Die Temperatur wurde im Kern des Probekörpers gemessen und die Messung gleichzeitig mit der Schwindkraftmessung durchgeführt.

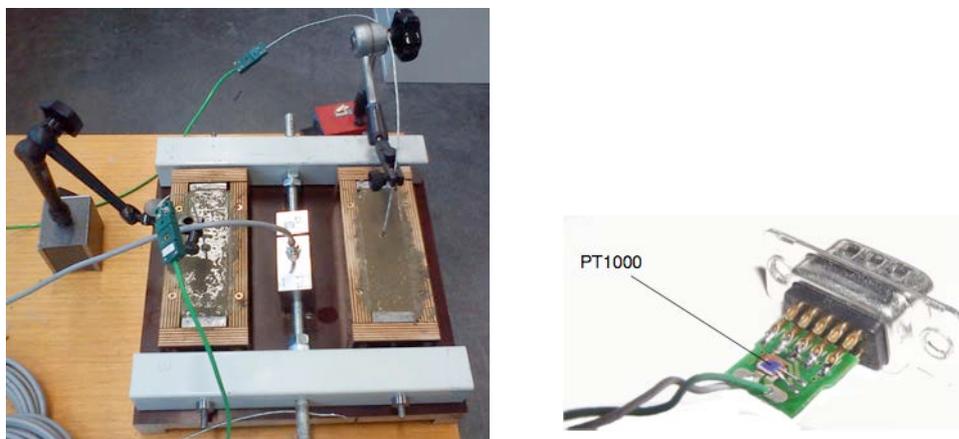


Abbildung 3.23: Temperaturmessung von Zementstein (links) und Thermoelement THERMO-MX-BOARD von HBM (rechts)

Im Diagramm (Abbildung 3.24) ist die Temperaturentwicklung während der Hydratation dargestellt. Die Temperatur des Zementsteins beträgt am Anfang der Messung mehr als 28 °C nimmt jedoch mit der Zeit ab. Wenn die Schwindkraft das erste Maximum erreicht, liegt die Hydratationstemperatur bei 26 °C. In den ersten 20 Stunden sind aber keine großen Schwankungen zu sehen. Sobald man die Entwicklung der Hydratation in einem größeren Zeitraum betrachtet, sind die Schwankungen deutlich (Abbildung 3.25). Die niedrigste Temperatur mit einem Wert von 22,5 °C ist gerade bei 25 Stunden erreicht, danach steigt sie wieder an. Die Schwankungen hängen mit der Raumtemperatur zusammen, da die Proben nicht in einem Raum mit konstanter Temperatur gelagert wurden. Die Temperatur ändert sich im Laufe des Tages und die Periode von 24 Stunden ist gut im Diagramm ablesbar.

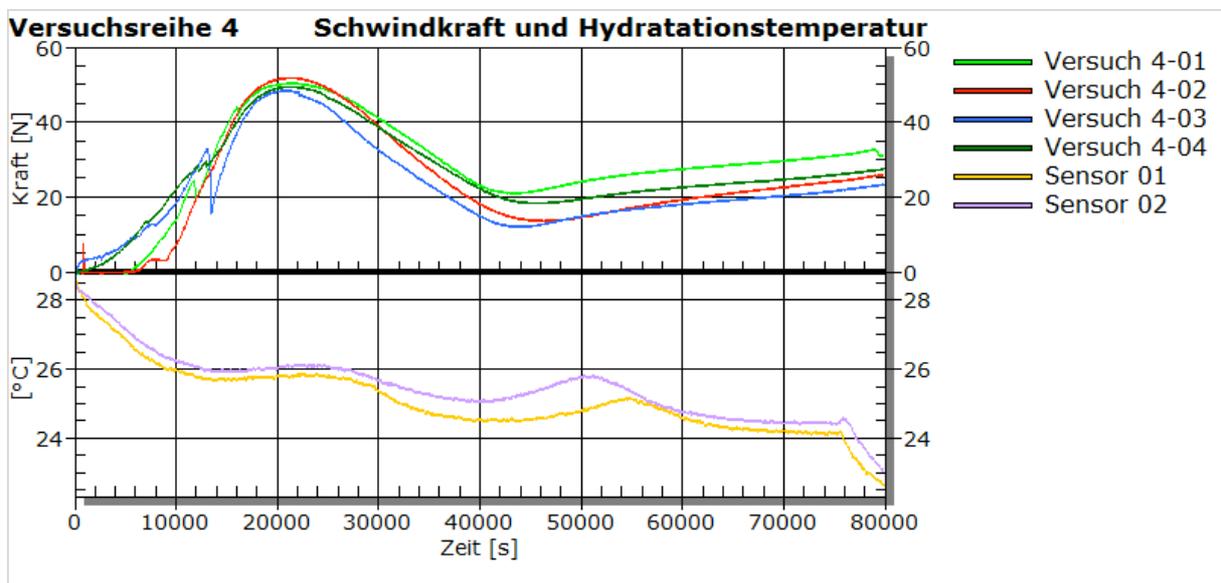


Abbildung 3.24: Schwindkraft und Hydratationstemperatur in Abhängigkeit von der Zeit

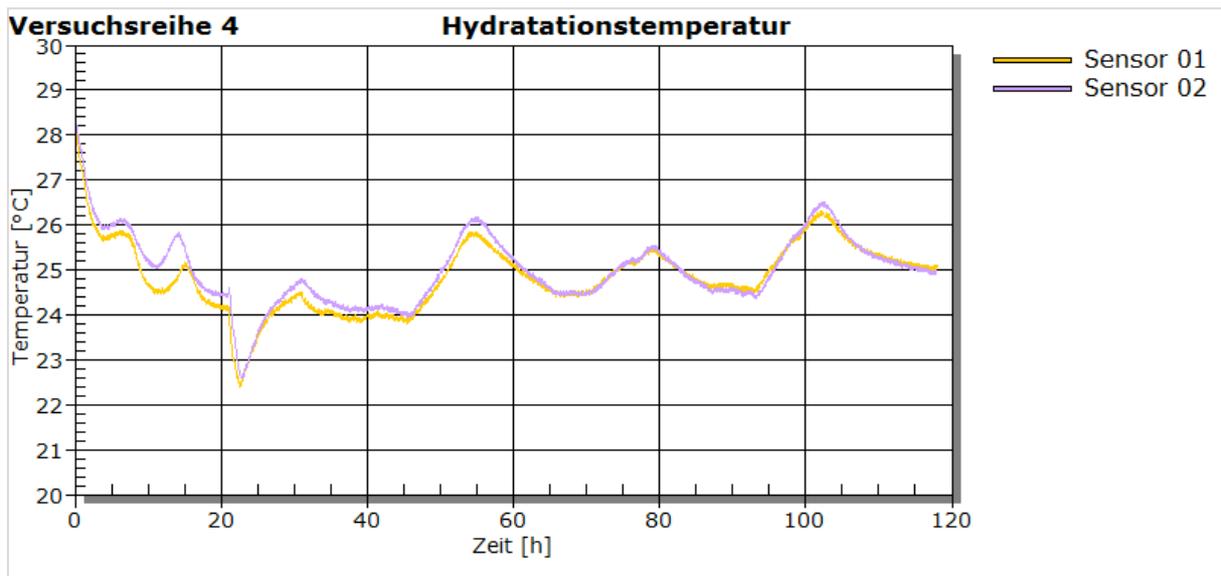


Abbildung 3.25: Entwicklung der Hydratationstemperatur in Abhängigkeit von der Zeit

Die Hydratationswärme ist die frei werdende Reaktionsenergie aus der Hydratation des Zements und ist in [J/g] angegeben. Nach DIN 1164 (1978) Teil 8 kann die Hydratationswärme mit einem Lösungskalorimeter bestimmt werden. Die Hydratationswärme ist dabei die Differenz der Wärmemengen, die beim jeweiligen Auflösen einer nicht hydratisierten und einer hydratisierten Zementprobe in einem Gemisch aus Salpetersäure und Flusssäure frei werden. Bei vollständiger Hydratation ergeben sich in Abhängigkeit von der Zusammensetzung eines Zements folgende typische Hydratationswärmen [34]:

Portlandzement	375 bis 525 J/g
Portlandhütten- und Hochofenzement	355 bis 440 J/g
Portlandpuzzolanzement	315 bis 420 J/g
Portlandschieferzement	360 bis 480 J/g
Tonerdezement	545 bis 585 J/g

Im [35] wurde ein Diagramm für Hydratationswärmeentwicklung (Abbildung 3.26) unterschiedlicher Zemente veröffentlicht. Die Geschwindigkeit und der Verlauf der Wärmefreisetzung sind von der Phasenzusammensetzung des Klinkers und vom Klinkeranteil im Zement abhängig. Die Hydratationswärmeentwicklung kann durch eine erhöhte Mahlfeinheit des Zements sowie durch eine erhöhten Umgebungstemperaturen beschleunigt werden.

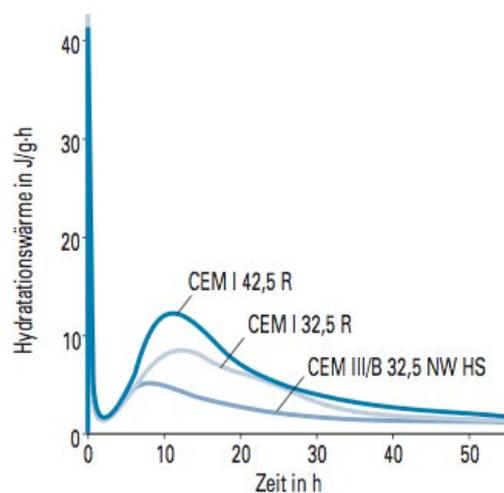


Abbildung 3.26: Hydratationswärmeentwicklung unterschiedlicher Zemente [34]

Beim Vergleich des Diagramms mit den gemessenen Werten (Abbildung 3.27) ist ein Zusammenhang des Verlaufs zu erkennen. Die Hydratationswärme ist am höchstens bei rd. 10 Stunden nach einbringen des Wassers in den Zement. Bei den gemessenen Werten tritt dieses Maximum bei ungefähr 12 Stunden auf, die weiteren Maxima werden durch die Änderungen der Raumtemperatur hervorgerufen.

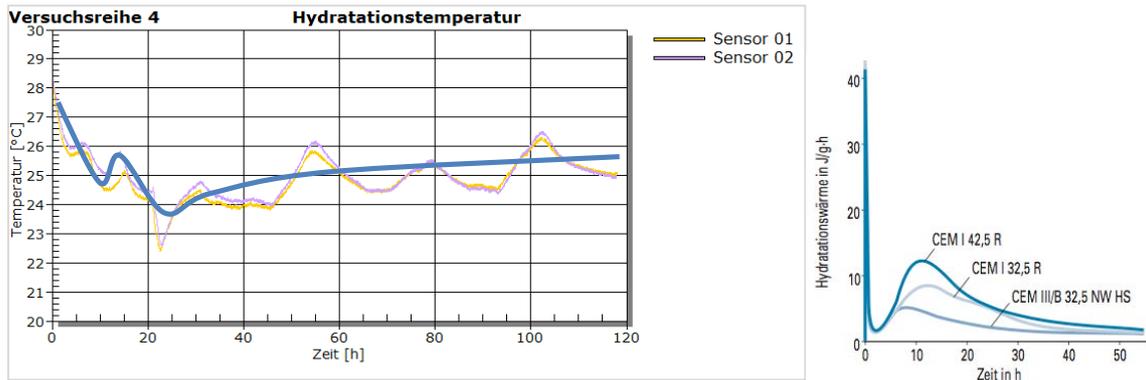


Abbildung 3.27: Vergleich der Grafik der Hydrationswärme mit gemessenen Zementtemperatur

### 3.4.7 Festigkeitsprüfungen

Die Festigkeitsprüfungen werden durchgeführt, um zu erkennen, wie die einzelnen Eigenschaften des Zementsteins zusammenhängen. Für die Prüfungen der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und des E-Moduls wurden gleiche Probekörper wie für die Schwindmessung hergestellt. Die Abmessung der Prismen beträgt 40x40x160 mm. Von Interesse war zu wissen, wie groß die Festigkeit des Zementsteins in der Zeit des ersten Maximums ist. Die Festigkeit wurde deshalb nach 5 Stunden gemessen. Um die Steigerung der Festigkeit mit der Zeit zu sehen wurde die Prüfung auch nach 24 Stunden wiederholt. Zum Vergleich wurden auch Prüfkörper mit einem w/z-Wert von 0,40 hergestellt und genauso geprüft.

#### 3.4.7.1 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit wurde an einer Universalprüfmaschine (Zwick, Typ 250Z, maximale Prüflast 250 kN) ermittelt. Es handelte sich um einen 3-Punkt-Biegeversuch mit einer mittigen Lasteinleitung und einer Stützweite von 100 mm (Abbildung 3.28).



Abbildung 3.28: Prüfung der Biegezugfestigkeit

Nach ÖNORM EN 196-1 [36] ist die Last stossfrei aufzubringen und bei einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit solange zu steigern, bis keine höhere Last mehr aufgenommen werden kann.

Mit der üblichen Vorkraft von 60 N konnte die Maschine nicht starten weil bereits eine Last von 70 N zum Bruch des Prüfkörpers führte.

### 3.4.7.2 Druckfestigkeit

Die Prüfung der Druckfestigkeit wurde in Anlehnung an die ÖNORM EN 196-1 [36] durchgeführt. Zur Prüfung wurden die Prismenhälften bei Verwendung von Druckplatten mit den Abmessungen von 40x40 mm eingesetzt (Abbildung 3.29). Die Vorkraft 60 N und die Prüfgeschwindigkeit 40 N/s wurde für alle Versuche gleich gewählt.

Die Druckfestigkeit wird mit folgender Gleichung ermittelt:

$$f_c = \frac{F}{A_f}$$

$f_c$  – Druckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

F – maximale Druckkraft [N]

$A_f$  – Fläche des Probenquerschnitts [mm<sup>2</sup>]



Abbildung 3.29: Druckfestigkeitsprüfung

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsversuche sind in den Tabellen 3-1 bis 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 3-1: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs mit w/z-Wert 0,33 nach 5 Stunden

CEM II A/L 42,5 N		w/z= 0,33	t= 5 Std.
Probnummer	$F_{max}$ [N]	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
1	631,06	0,39	
2	713,53	0,45	

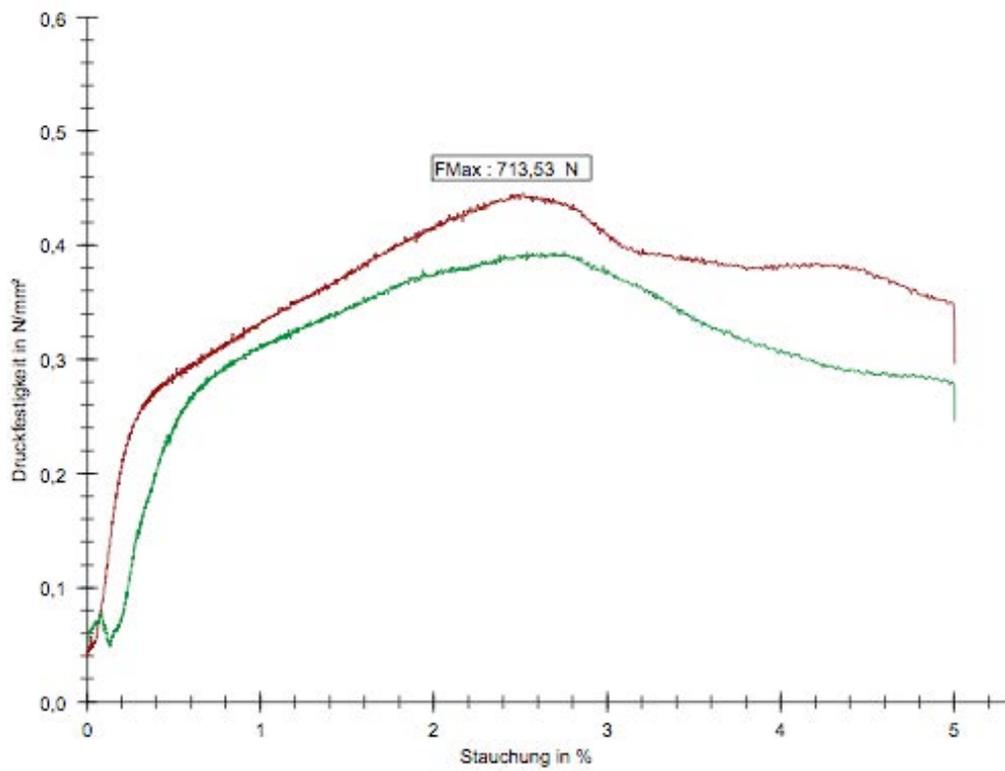


Abbildung 3.30: Druckfestigkeit des Zementleims mit  $w/z = 0,33$  nach 5 Stunden

Tabelle 3-2: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs mit  $w/z$ -Wert 0,33 nach 24 Stunden

CEM II A/L 42,5 N	$w/z = 0,33$	$t = 24 \text{ Std}$
Probenummer	$F_{\max}$ [N]	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	2774,49	1,73
2	3066,45	1,92
3	3301,89	2,06
4	3018,66	1,89
5	3052,72	1,91
6	3577,94	2,24

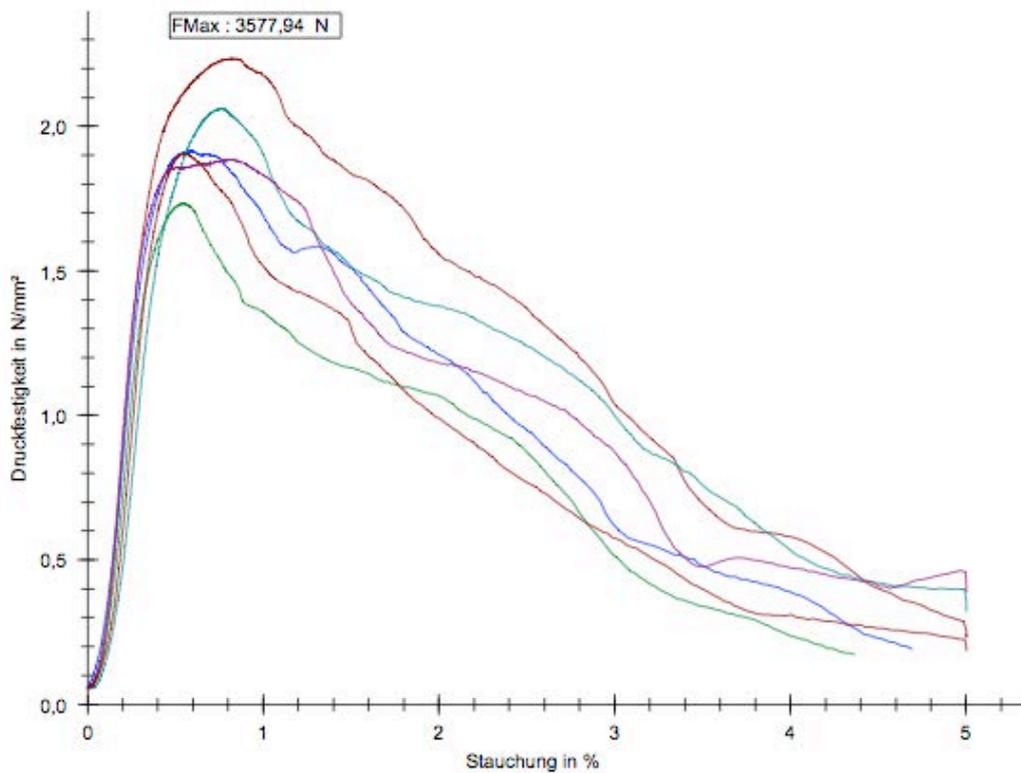


Abbildung 3.31: Druckfestigkeit des Zementleims mit  $w/z=0,33$  nach 24 Stunden

Der Druckfestigkeitsversuch (Abbildung 3.30) nach 5 Stunden zeigte, dass die Stauchung bei der maximalen Kraft einen Wert von 2,5 % erreichte. Der Zementstein ist in dieser Phase der Hydratation noch nicht Druckfest, die gemittelte Festigkeit beträgt nur  $0,42 \text{ N/mm}^2$ .

Die nach 24 Stunden gemessene Druckfestigkeit ist 4,5-mal größer als die 5 Stunden Druckfestigkeit. Ihr gemittelter Wert beträgt  $1,96 \text{ N/mm}^2$  wobei die Stauchung bei maximaler Kraft weniger als 1% ausmacht (Abbildung 3.31).

Tabelle 3-3: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs mit  $w/z=0,40$  nach 5 Stunden

CEM II A/L 42,5 N	$w/z=0,40$	$t=5 \text{ Std}$
Probennummer	$F_{\max} [\text{N}]$	$\sigma [\text{N/mm}^2]$
1	2527,88	1,58
2	2210,55	1,38

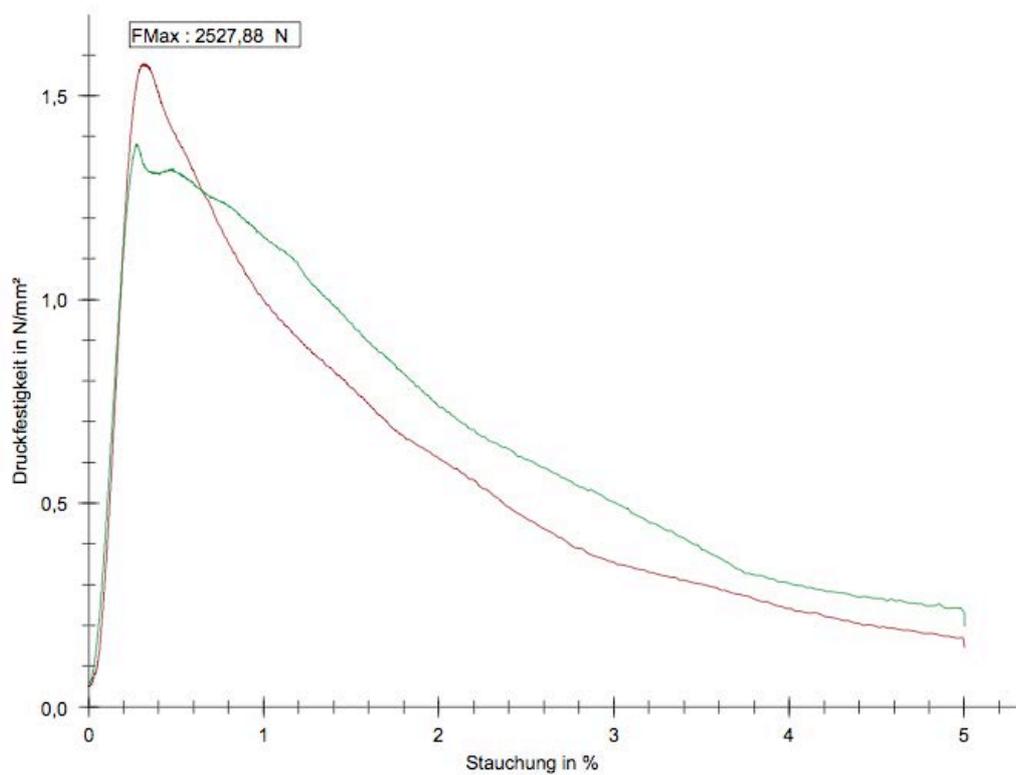


Abbildung 3.32: Druckfestigkeit des Zementleims mit  $w/z = 0,40$  nach 5 Stunden

Tabelle 3-4: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs mit  $w/z = 0,40$  nach 24 Stunden

CEM II A/L 42,5 N			$w/z = 0,40$			$t = 24$ Std		
Probennummer		$F_{\max}$ [N]		$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]				
1		5753,64		3,60				
2		5635,38		3,52				
3		5729,17		3,58				
4		5831,35		3,64				
5		5808,04		3,63				
6		5924,56		3,70				

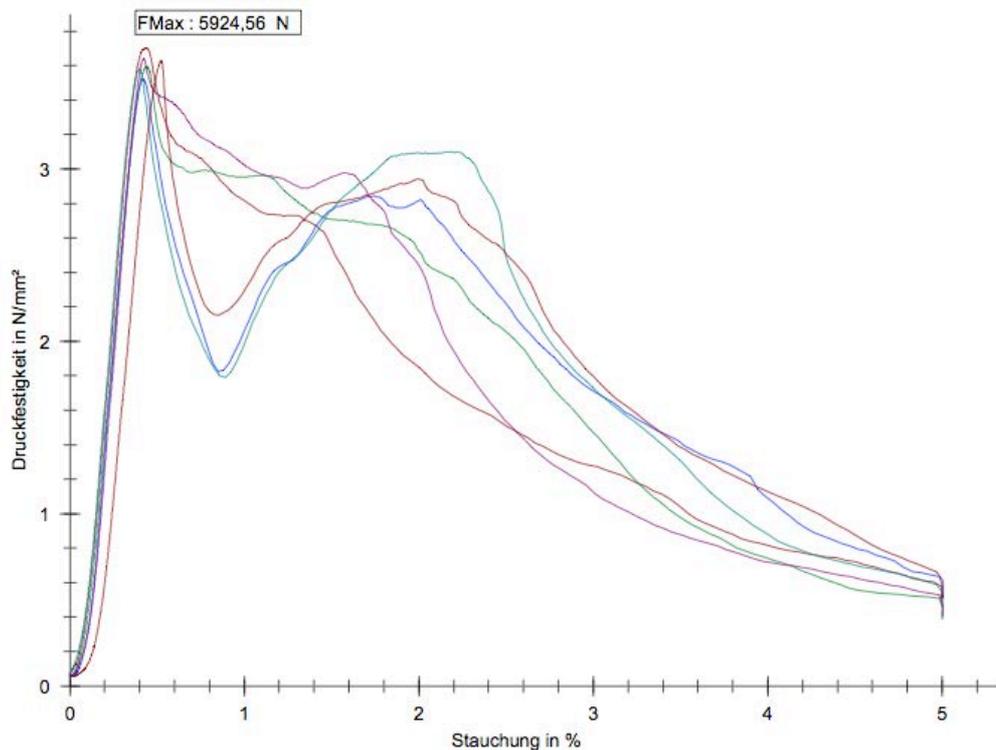


Abbildung 3.33: Druckfestigkeit des Zementleims mit  $w/z= 0,40$  nach 24 Stunden

Der Zementstein mit einem  $w/z$ -Wert von 0,40 zeigt deutlich höhere Festigkeiten und kleinere Stauchungen als die Proben mit einem  $w/z$ -Wert von 0,33. Nach 5 Stunden beträgt die gemittelte Druckfestigkeit  $1,48 \text{ N/mm}^2$  was mehr als dreimal so viel ist wie beim Zementstein mit einem  $w/z$ -Wert 0,33. Die Druckfestigkeit hat sich im Zeitraum von 5 bis 24 Stunden mehr als verdoppelt, der gemittelte Wert beträgt  $3,61 \text{ N/mm}^2$ . Die Stauchung wurde in beiden Fällen kleiner als 0,5 % (Abbildung 3.32 und Abbildung 3.33). Die Druckfestigkeitsergebnisse sind in der Tabelle 3-5 zusammengefasst.

Tabelle 3-5: Zusammenfassung der Druckfestigkeitsergebnisse

CEM II A/L 42,5 N		
Druckfestigkeit	$w/z= 0,33$	$w/z= 0,40$
$\sigma_{5 \text{ Std}} [\text{N/mm}^2]$	0,42	1,48
$\sigma_{24 \text{ Std}} [\text{N/mm}^2]$	1,96	3,61

Die höhere Druckfestigkeit mit einem  $w/z$ -Wert von 0,40 folgt aus der größeren Hydratation in der ersten Stunden (siehe Abbildung 2.5).

### 3.4.7.3 Statischer E-Modul

Der statische Elastizitätsmodul wurde in Anlehnung an die ONR 23303 [37] bestimmt und als Quotient der Spannungsdifferenz und der Dehnungsdifferenz zwischen einer Vorlast  $\sigma_b = 0,1 \cdot \sigma_a$  und einer Oberlast  $\sigma_a$  entsprechend einem Drittel der voraussichtlichen Probendruckfestigkeit definiert [36]. Als Probekörper werden Prismen mit den Abmessungen 40x40x160 mm verwendet. Aus den geprüften Druckfestigkeiten wurde die erforderliche Vor- und Oberlast errechnet, die mit dem w/z-Wert und mit der Zeit variierte (Tabelle 3-6). Da die Prüfkörper kleinere Festigkeiten aufwiesen, wurde die zyklische Vorkraft von 10 N mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 10 mm/min aufgebracht. Innerhalb des Bereichs der unteren und oberen Lastgrenze wurde die Dehnung mit einem Dehnungsaufnehmer gemessen (Abbildung 3.34). Die Vorlast und die Oberlast wurde vor den Belastungs- bzw. Entlastungszyklen jeweils 20 Sekunden konstant gehalten.

Der statische E-Modul ist wie folgt zu berechnen:

$$E_b = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_a - \varepsilon_b}$$

$$\sigma_a = f_c / 3$$

$$\sigma_b = f_c / 30 = \sigma_a \times 0,1$$

$\varepsilon_a$  - mittlere Dehnung unter  $\sigma_a$

$\varepsilon_b$  - mittlere Dehnung unter  $\sigma_b$

Tabelle 3-6: Ausgewählte Vorlast und Oberlast für die Bestimmung des E-Moduls

CEM II A/L 42,5 N			
w/z-Wert [-]	Last [N]	Zeit	
		5 Std.	24 Std.
<b>w/z= 0,33</b>	Vorlast - $\sigma_b$	21	75
	Oberlast - $\sigma_a$	210	750
<b>w/z= 0,40</b>	Vorlast - $\sigma_b$	93	185
	Oberlast - $\sigma_a$	930	1850



**Abbildung 3.34: Messung des statischen E-Moduls**

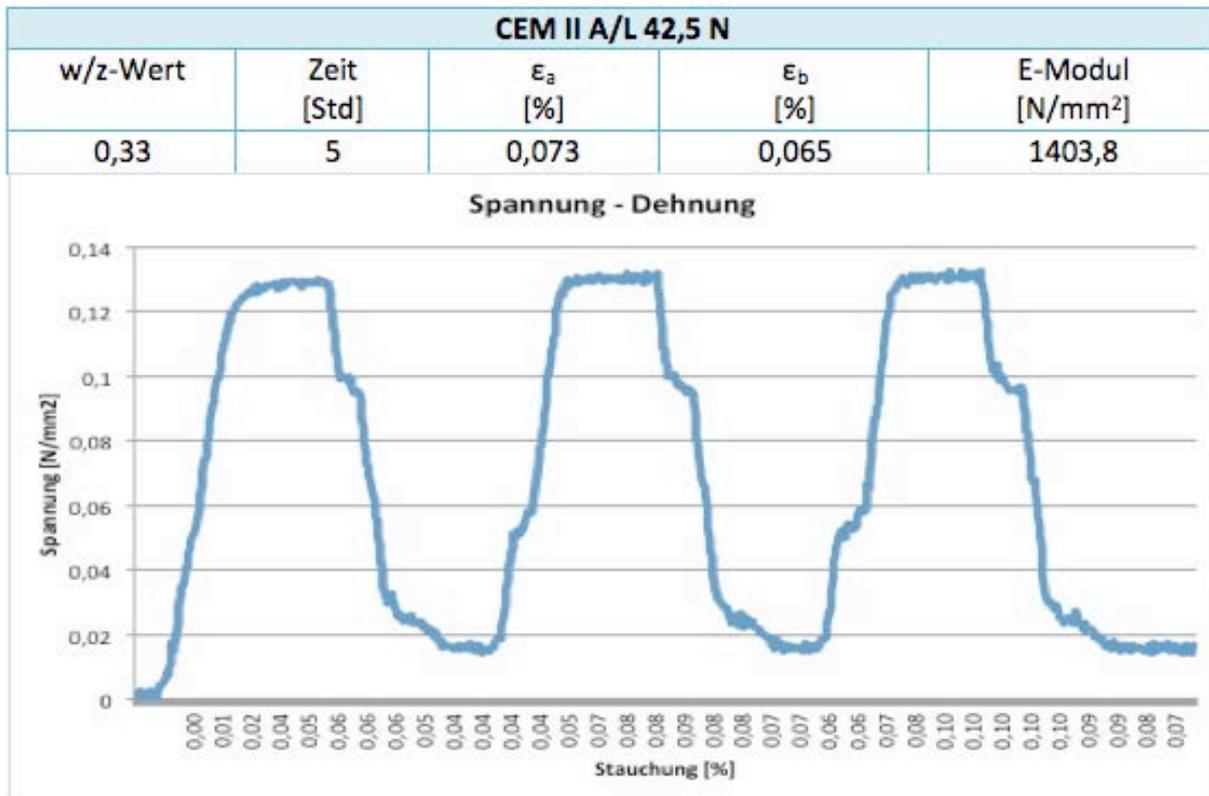


Abbildung 3.35: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul von Zement bei w/z=0,33 nach 5 Stunden

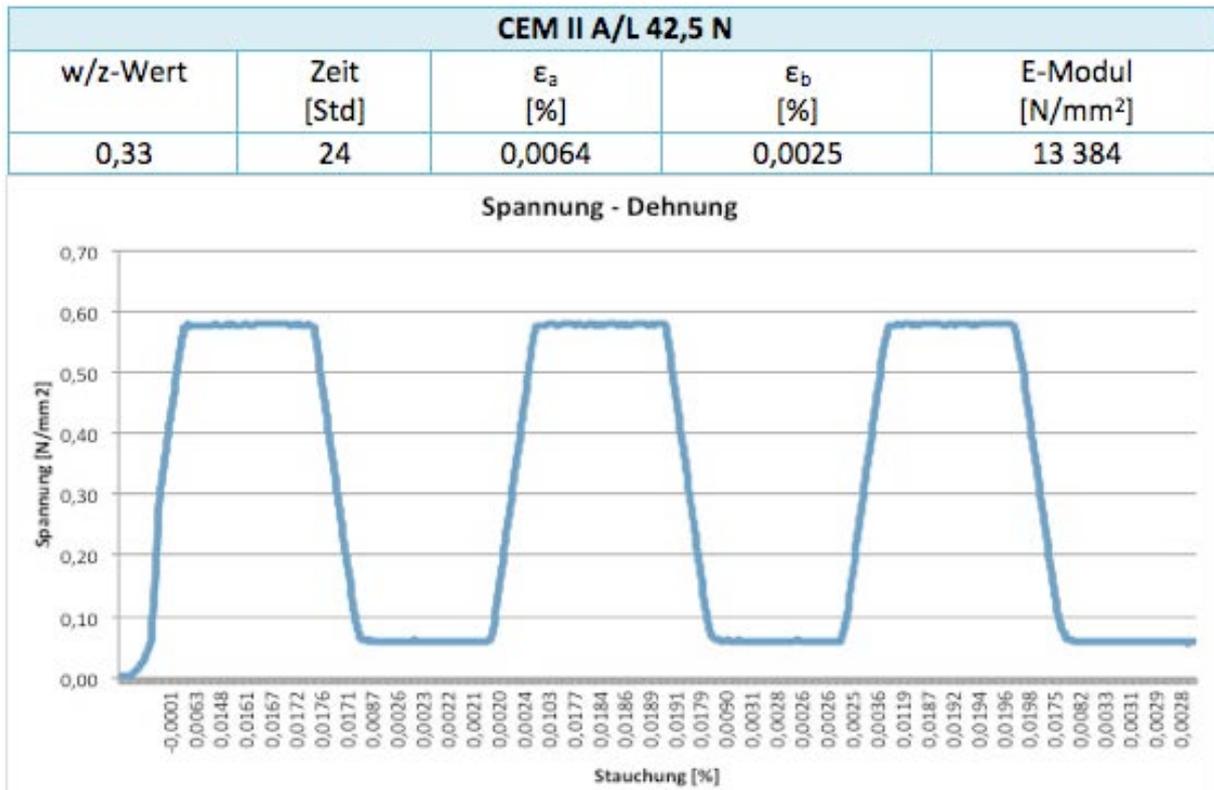


Abbildung 3.36: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul von Zement bei w/z=0,33 nach 24 Stunden

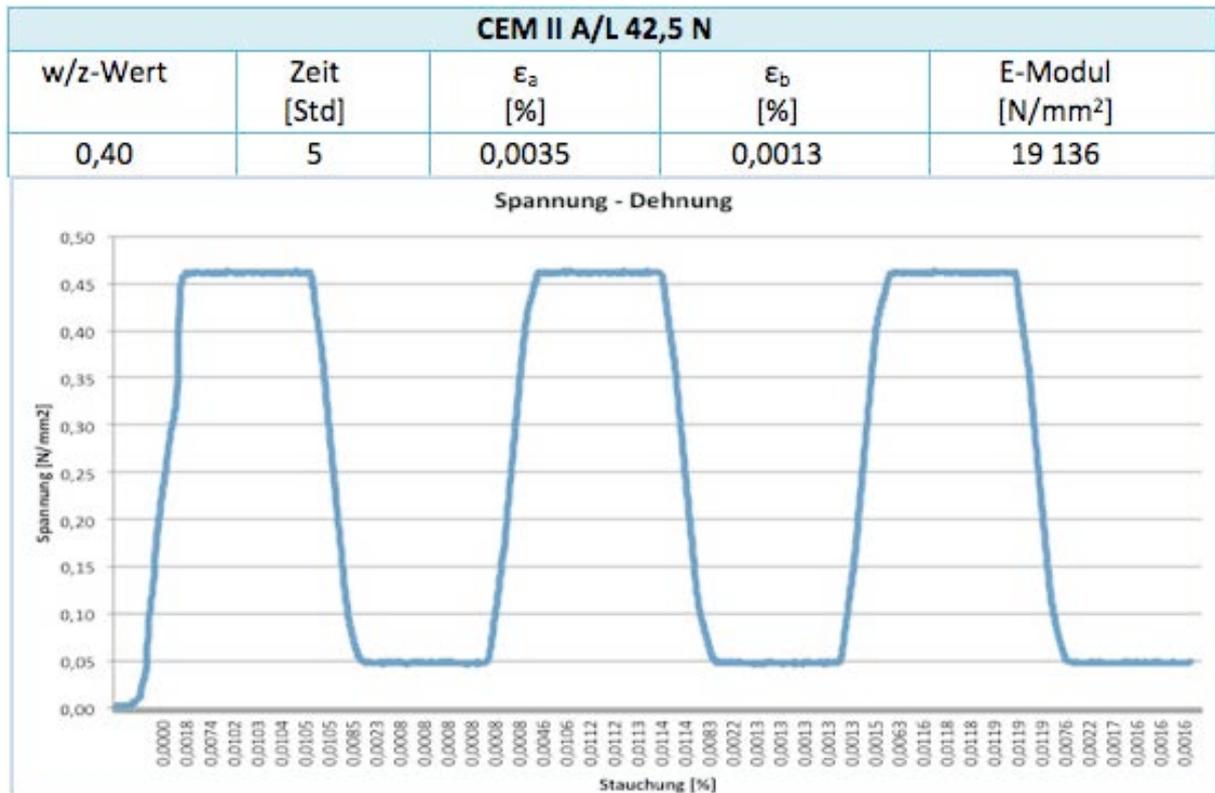


Abbildung 3.37: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul von Zement bei w/z=0,40 nach 5 Stunden

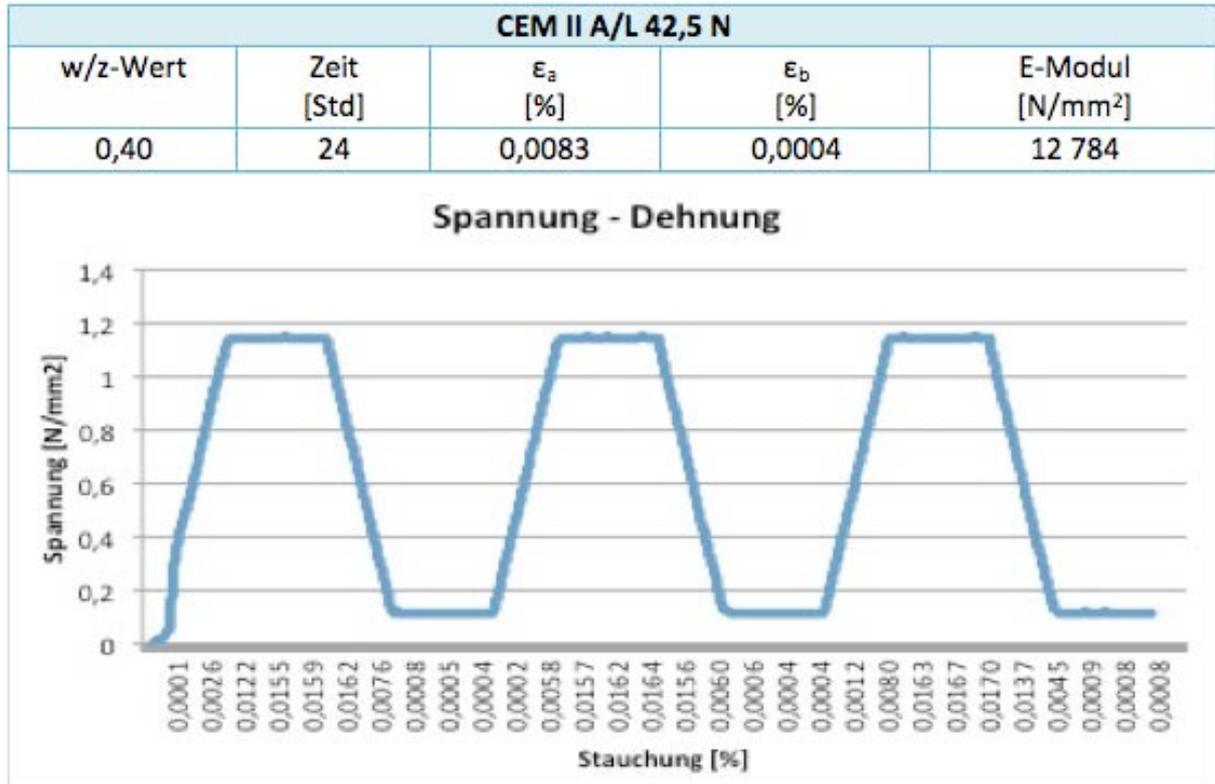


Abbildung 3.38: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul von Zement bei w/z=0,40 nach 24 Stunden

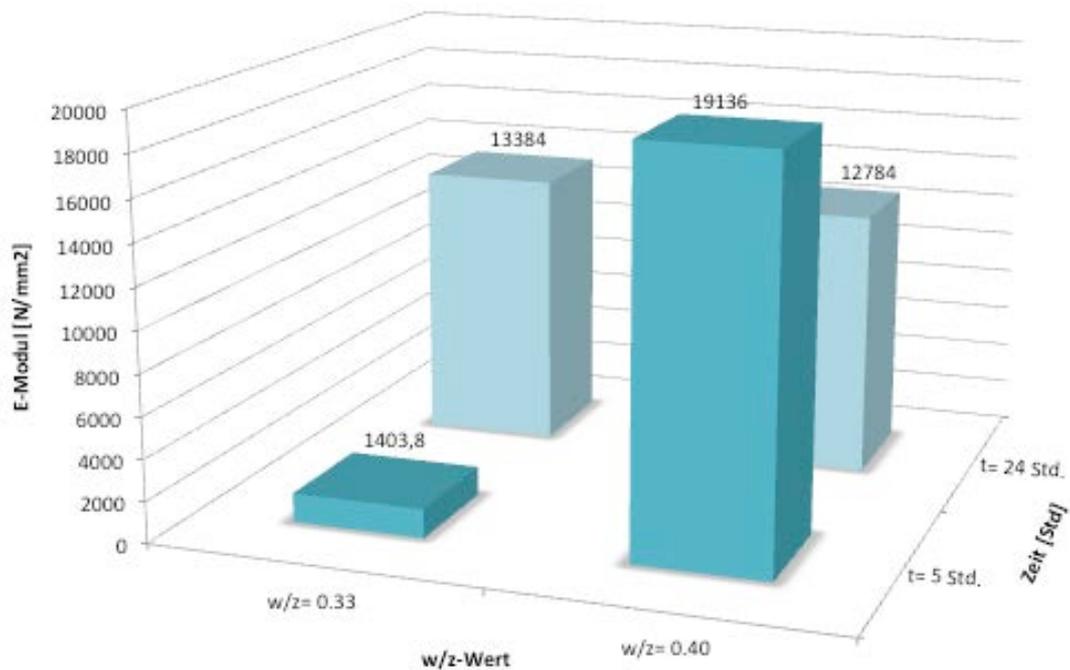


Abbildung 3.39: Übersicht über den Ergebnissen von E-Modul Bestimmung

Die Ergebnisse zeigen einen rapiden Anstieg des E-Moduls innerhalb von 24 Stunden. Während der E-Modul des Probekörpers mit einem w/z-Wert 0,33 nach 5 Stunden etwa 1400 N/mm<sup>2</sup> beträgt, steigt er innerhalb der nächsten 20 Stunden auf ein Zehnfache. Die größere Druckfestigkeit des Zementsteins mit dem w/z-Wert von 0,40 hat zur Folge einen höheren E-Modul. Der beträgt nach 5 Stunden mehr als 19 000 N/mm<sup>2</sup>. Die Messung hat nach 24 Stunden ein Rückkehr zum kleineren Wert ergeben. Diese Tatsache ist auf die Prüfung mit den gleichen Probekörper zurückzuführen. Weil der Zement nach 5 Stunden nicht genug ausgehärtet ist, kann die Messung des E-Moduls auf dem Probekörper eine Deformation hinterlassen. Werden für die nächste Messung die gleichen Prismen verwendet, weist die Stauchung größere Werte auf und die Ergebnisse sind verzerrt.

Weil eine Messung des E-Moduls nicht der Kern diesen Versuchen ist, wurde die Prüfung dieser Zementsorte nicht wiederholt. Der E-Modul wird in weiteren Versuchsreihen bei anderen Zementsorten bestimmt.

## 4 Versuchsdurchführung und Auswertung

### 4.1 Schwindkraft

#### 4.1.1 Versuchsprogramm

Es werden 8 verschiedenen zur Herstellung des ultrahochfesten Betons verwendbaren Zementsorten geprüft (Tabelle 4.1). Alle Proben werden mit einem w/z-Wert von 0,40 hergestellt, da sich es um einen Idealwert für die Zementhydratation handelt und jede Zementsorte einen anderen Wasseranspruch aufweist. Gemessen wird eine Kraft, die beim freien Schwinden entsteht. Die Ergebnisse werden jeweils nach 22 Stunden ausgewertet und miteinander verglichen. Bei jedem Versuch wird der Temperaturverlauf im Kern des Probekörpers und die Raumtemperatur gemessen.

Die Versuche werden in 8 Versuchsreihen unterteilt, wobei in einer Versuchsreihe eine Zementsorte mit jeweils 4 Prüfungen untersucht wird. Die Prüfungen werden anschließend je Versuchsreihe ausgewertet. Am Schluss werden die Versuchsreihen miteinander verglichen.

Tabelle 4-1: Zementsorten bzw. Versuchsreihen der Untersuchungen

Vers. reihe	Zement	Hersteller	Spezifikation lt. Hersteller
1	CEM I 42,5 N - C <sub>3</sub> A frei	LAFARGE	- geringe Wärmeentwicklung - gute Verarbeitbarkeit - geringer Wasserbedarf - hervorragende Nacherhärtung
2	CEM I 52,5 N - C <sub>3</sub> A frei	LAFARGE	- geringe Wärmeentwicklung - gute Verarbeitbarkeit - geringer Wasserbedarf - hervorragende Nacherhärtung - rascher Erhärtungsverlauf
3	CEM I 52,5 N - Weisszement	BAUMIT	- hohe Endfestigkeit
4	CEM I 52,5 R	LAFARGE	- hohe Wärmeentwicklung - gute Verarbeitbarkeit - hervorragender Erhärtungsverlauf
5	CEM II/A - S 42,5 R	LAFARGE	- rascher Erhärtungsverlauf
6	CEM II/B - S 32,5 R	LADCE	- geringe Wärmeentwicklung
7	CEM III/B 32,5 N	SCHRETTNER	- geringe Hydratationswärme
8	SUPRA CEM 45	SCHRETTNER	- hohe Früh- und Endfestigkeit

#### 4.1.2 Versuchsreihe 1

Für die erste Versuchsreihe wurde ein C<sub>3</sub>A-arme Portlandzement mit geringem Wasseranspruch **CEM I 42,5 N, C<sub>3</sub>A-frei** verwendet. Der durchschnittliche Verlauf der Schwindkraft ist in Abbildung 4.1 zu sehen.

Das Maximum der Schwindkraft wird in allen vier Versuchen bei ungefähr 7,5 Stunden erreicht (Abbildung 4.2). Die Schwindkräfte sind ziemlich unterschiedlich, der höchste Wert beträgt 29,98 N. In den Versuchen 2,3 und 4 werden in ersten 5 Stunden sogar negative Kräfte angezeigt. Diese Tatsache ist auf einen Fehler der Kraftmessdose zurückzuführen, da die Messeinrichtung die Zugkräfte nicht messen kann. Die Schwindkraft sinkt in einem Zeitraum vom ersten Maximum bis zum Ende des Versuchs um 50 % auf dem Wert von 14,33 N. Das Sinken ist jedoch nicht so rapid wie der Anstieg der Schwindkraft und zum Schluss des Versuchs zeigt sich wieder eine steigende Tendenz.

Die Anfangstemperatur im Kern des Probekörpers beträgt in den ersten zwei Versuchen 30 °C. Die Versuchen 3 und 4 wurden einige Wochen später durchgeführt und es lässt sich erkennen, dass die Anfangstemperatur genauso wie die Raumtemperatur sinkt. In beiden Fällen, also in der Raum- sowie Zementtemperatur beträgt der Unterschied 3°C. Die Tendenz des Verlaufs bleibt jedoch gleich. Es ist festzustellen, dass die Hydratationstemperatur von der Raumtemperatur abhängig ist. In der Zeit wo die Schwindkraft das Maximum aufweist, kann man keinen eindeutigen Sprung im Verlauf der Zementtemperatur ablesen. Während die Temperatur in den ersten Stunden sinkt, schwindet der Zement weiter. Erst nach ungefähr 3 Stunden fängt die Temperatur wieder zu steigen an.

Mit dem w/z-Wert von 0,40 weist der Zementleim eine fließfähige Konsistenz auf, womit sich der geringe Wasseranspruch dieser Zementsorte bestätigt.

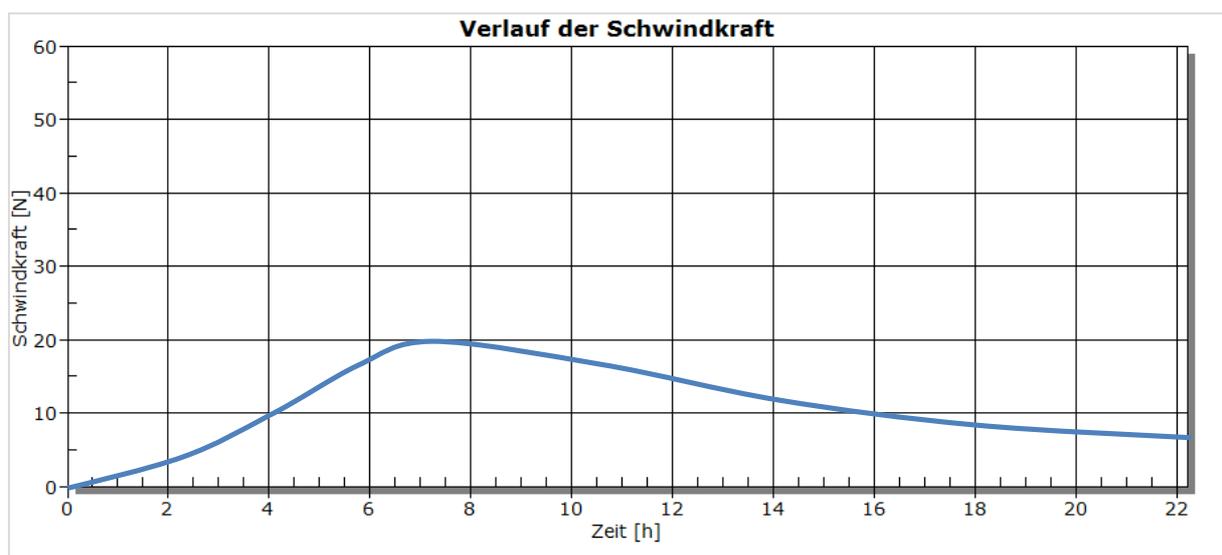


Abbildung 4.1: Mittelwert der Schwindkraft - CEM I 42,5 N, C<sub>3</sub>A-frei

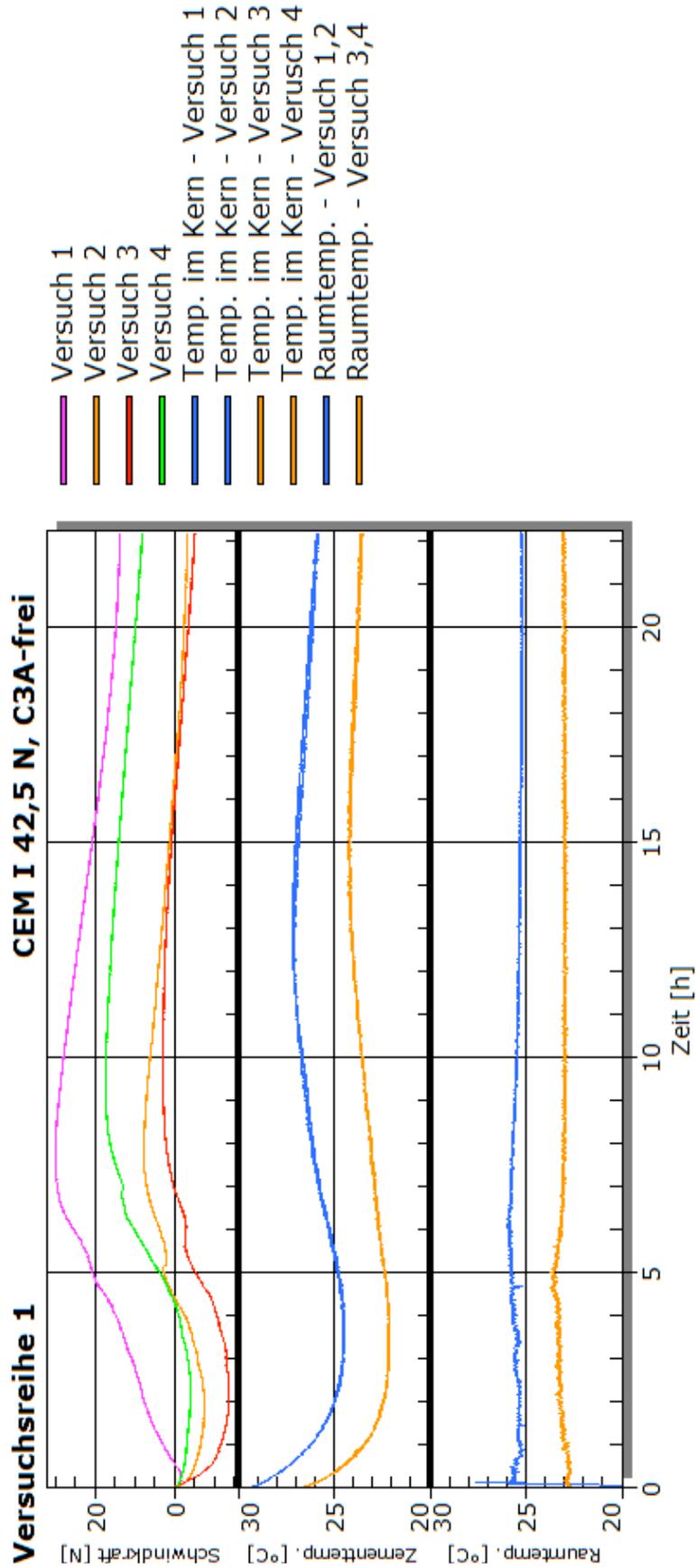


Abbildung 4.2: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 1

### 4.1.3 Versuchsreihe 2

Für die zweite Versuchsreihe wurde ein C<sub>3</sub>A-armer Zement **CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei** ausgewählt. Dieser Zement ist ähnlich dem der ersten Versuchsreihe, jedoch mit einer höheren Festigkeitsklasse. Die durchschnittliche Schwindkraft ist in der Abbildung 4.3 zu sehen.

Die Schwindkräfte verlaufen sehr unterschiedlich (Abbildung 4.4). Das erste ausgeprägte Maximum tritt nach 5 Stunden mit einem größten Wert von 32,24 N auf. Nach Erreichen des Maximums geht die Schwindkraft auf Null zurück und nimmt ab der 11. Stunde wieder zu. Der Rückgang der Schwindkraft ist in diesem Fall viel schneller als im Zement der ersten Versuchsreihe.

Im Verlauf der Temperaturentwicklung sind die einzelnen Phasen der Wärmeentwicklung zu erkennen. Nach der frühen Stufe, die ca. 2,5 Stunden dauert, kommt die mittlere Stufe (10 000 – 28 000 Sekunden). Die Periode der Beschleunigung ist in ca. 8 Stunden am Ende, und es folgt die Retardation Periode, die ungefähr 10 Stunden dauert. Anschließend folgt die spätere Stufe mit einer stetigen Periode.

Die Abhängigkeit der Zementtemperatur von der Raumtemperatur ist in der Grafik gut zu erkennen. Der Temperaturunterschied zwischen der Ausführung der Versuche 1,2 und 3,4 beträgt 2 °C.

Der gewählte w/z-Wert hat sich als sehr geeignet gezeigt, da die fließfähige bis sehr weiche Konsistenz die Verarbeitung des Zementleims vereinfachte.

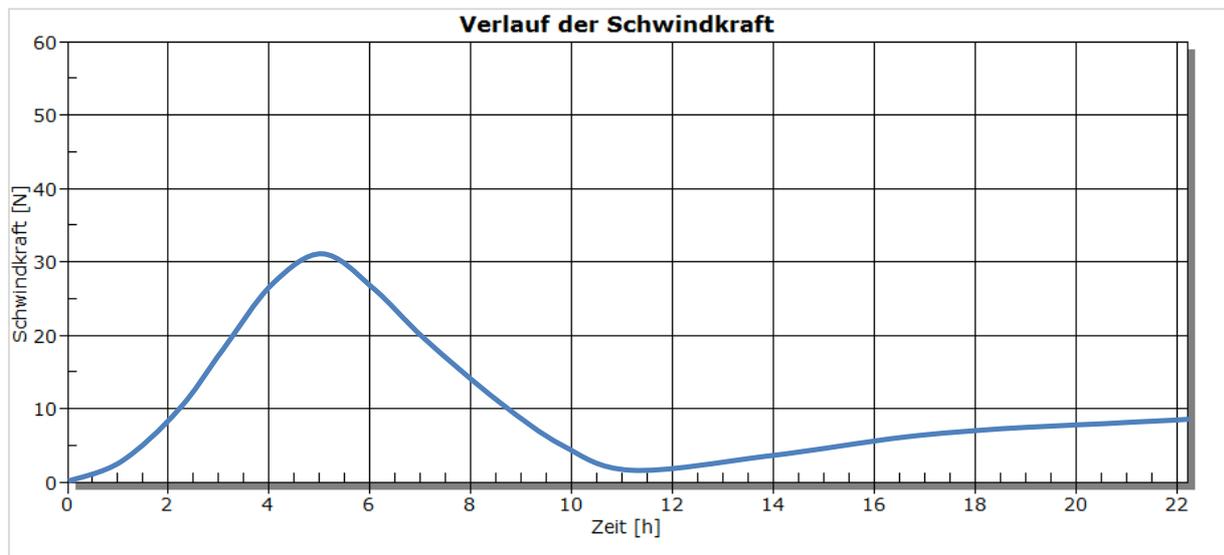


Abbildung 4.3: Mittelwert der Schwindkraft – CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei

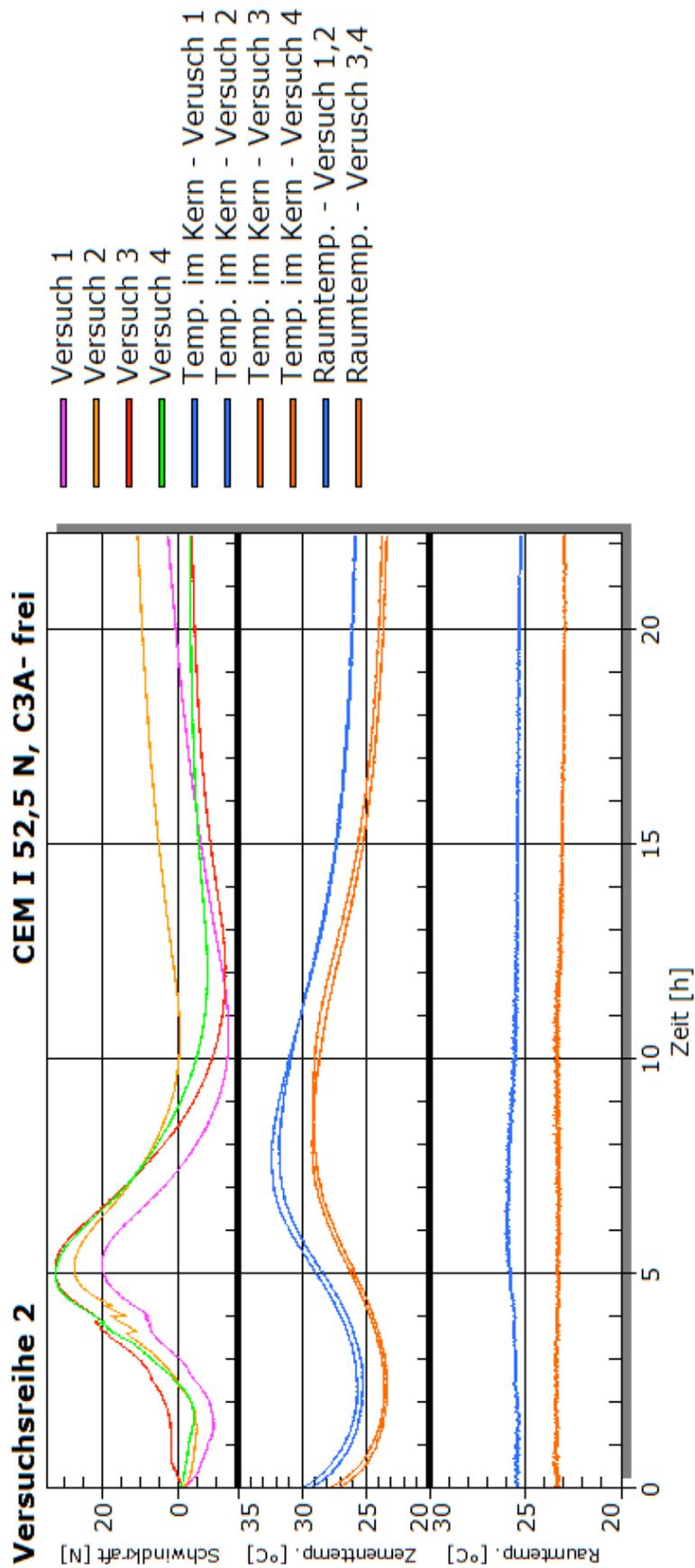


Abbildung 4.4: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 2

#### 4.1.4 Versuchsreihe 3

In der dritten Versuchsreihe wurde ein Zement **CEM I 52,5 N – Weisszement** geprüft. Die Durchschnittliche Schwindkraft ist in der Abbildung 4.5 dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen zwei unterschiedliche Verläufe der Schwindkraft (Abbildung 4.6). Bei den Versuchen 1 und 2 wird eine Schwindkraft mit der Größe von 20 N erreicht und tritt nach etwa 3 Stunden ein. Im 3. und 4. Versuch wird eine maximale Kraft von 25 N nach 4 Stunden erreicht. Danach wird die Kraft kleiner und kommt zu ihrem Minimum. In diesem Punkt unterscheiden sich die Versuche. Im ersten Fall nimmt die Schwindkraft nach 5 Stunden wieder zu. Im zweiten Fall fängt die steigende Tendenz erst nach 8 Stunden nach Erreichung des Maximums an.

Die Zementtemperaturen sind auch nicht einheitlich. Während die charakteristischen Phasen der Wärmeentwicklung in den ersten zwei Versuchen erkennbar sind, lässt sich der Temperaturverlauf von Versuch 3 und 4 nur schwer interpretieren. Zum Beginn der Messung beträgt die Zementtemperatur rund 30 °C, aber nach der frühen Stufe bleibt die Temperatur fast konstant. Die Temperaturen sind nur am Anfang und ab 14-te Stunde parallel. Eindeutig hat die Raumtemperatur keinen Einfluss auf diesen Unterschied. Die Differenz zwischen den Raumtemperaturen beträgt 1 °C und ist durch die Ausführungszeit der Versuche verursacht.

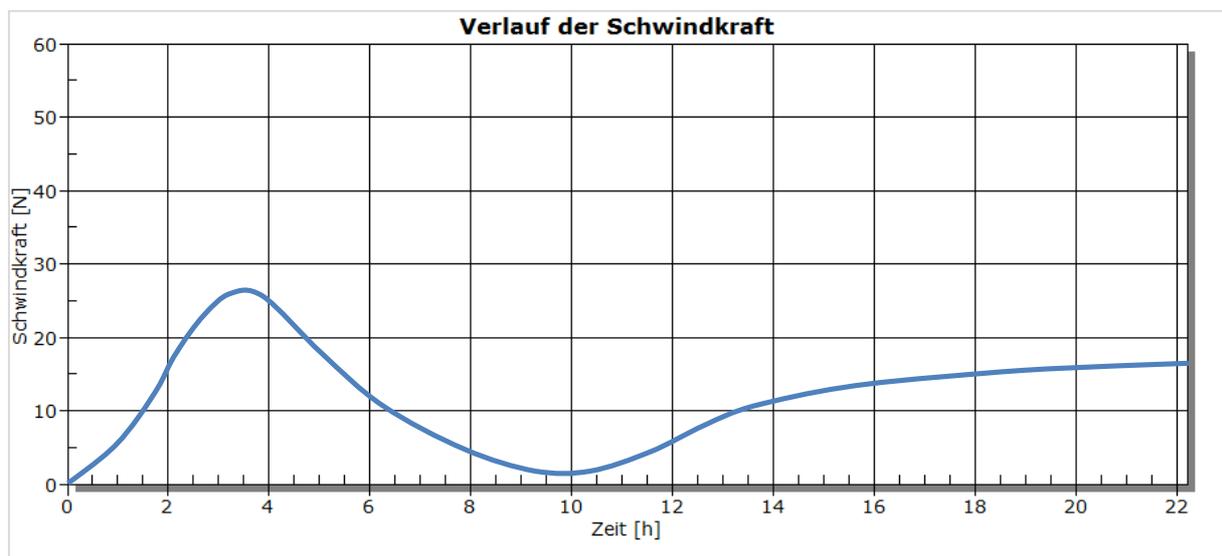


Abbildung 4.5: Mittelwert der Schwindkraft - CEM I 52,5 N, Weisszement

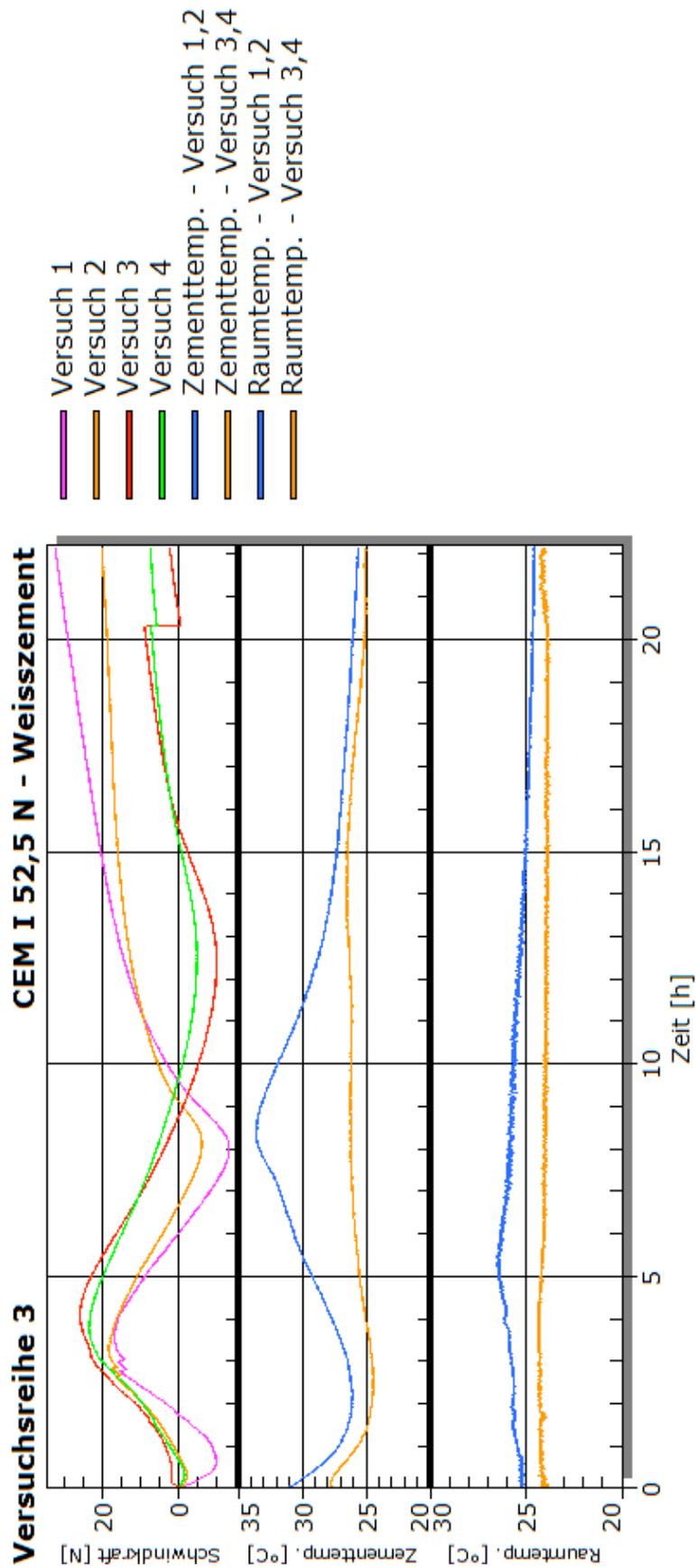


Abbildung 4.6: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 3

#### 4.1.5 Versuchsreihe 4

Die vierte Versuchsreihe wurde mit Zement **CEM I 52,5 R** durchgeführt. Laut Hersteller zeichnet sich dieser Zement durch eine sehr hohe Frühfestigkeit aus. Wie die Schwindkraft im Durchschnitt verläuft sieht man in der Abbildung 4.7.

Die schnelle Erstarrung des Zementleims verursacht aber gleichzeitig ein größeres Schwinden. Im Maximum beträgt die Schwindkraft über 45 N (Abbildung 4.8). In dieser Versuchsreihe stimmen alle Versuche gut überein. Die Kraftentwicklung ist eindeutig zu erkennen. Die Kraft ist am größten nach 7 Stunden, am kleinsten nach 20 Stunden. Es gibt einen Zusammenhang zwischen der Kraft und der Temperatur. Die kleinste Kraft tritt beim Anstieg der Zementtemperatur auf.

Die Temperaturentwicklung im Zement ist am Anfang sehr intensiv und wird nach 3 Stunden allmählich stabilisiert. Die Temperaturunterschiede zwischen den einzelnen Versuchen sind wie in den anderen Versuchsreihen durch die unterschiedliche Raumtemperatur verursacht. Die Temperatur im Zement steigt leicht nach 16 Stunden, nimmt aber 3 Stunden später wieder ab. In der Raumtemperatur sind in diesem Zeitraum keine Schwankungen erkennbar.

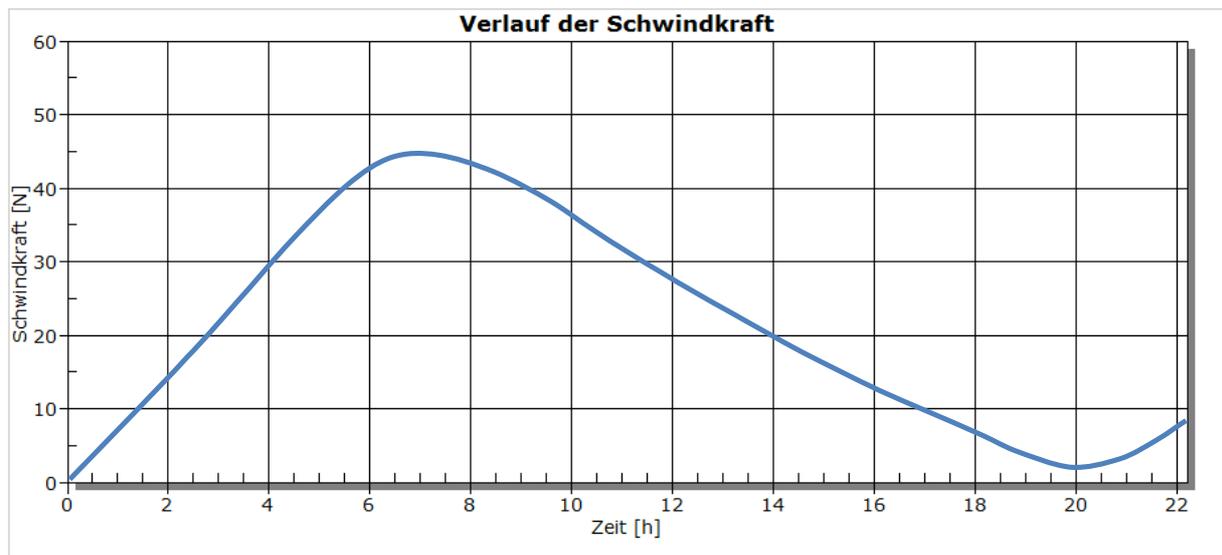


Abbildung 4.7: Mittelwert der Schwindkraft - CEM I 52,5 R

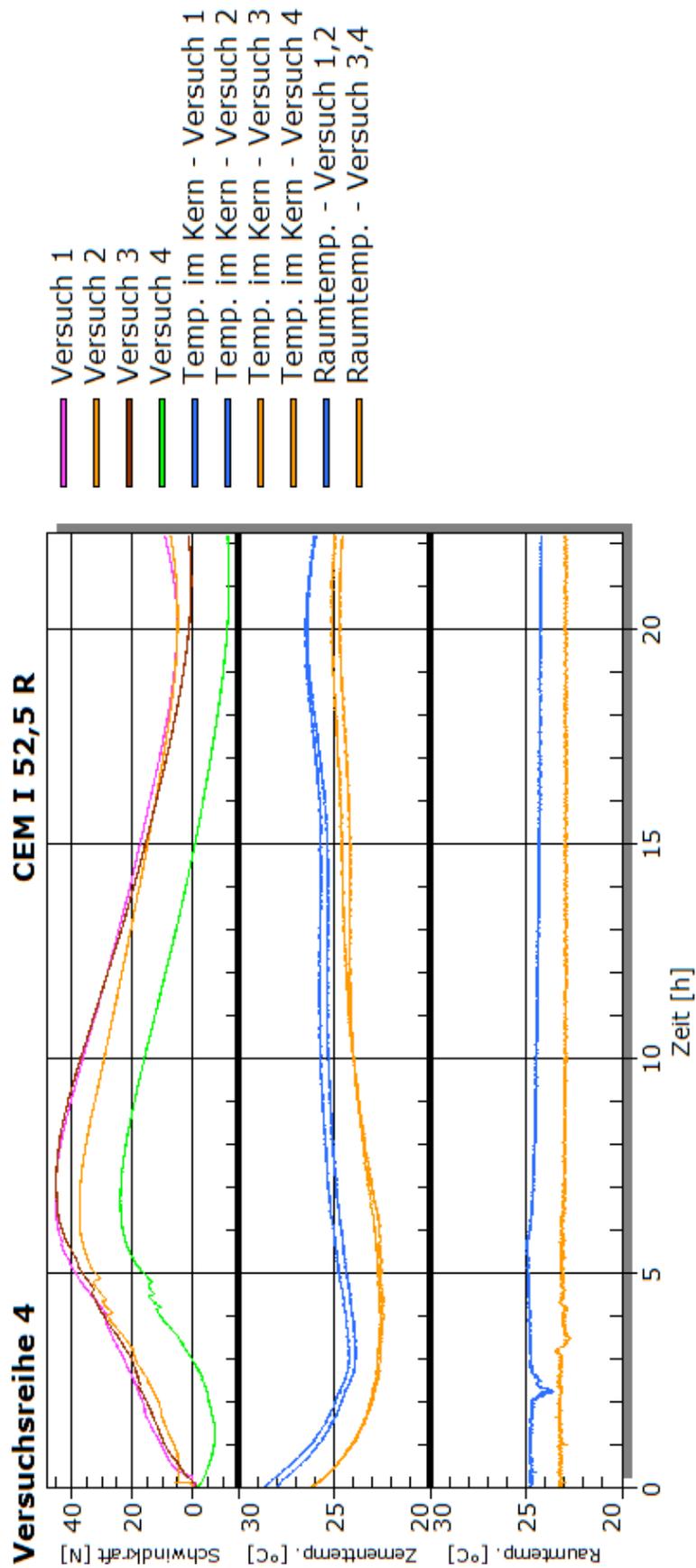


Abbildung 4.8: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 4

#### 4.1.6 Versuchsreihe 5

In dieser Versuchsreihe wurde ein Spezial-Zement **CEM II A/S 42,5 R** (CEM II A/S 52,5 N) untersucht. Dieser Zement ist beim betonieren in der kalten Jahreszeiten geeignet und zeichnet sich durch einen raschen Erhärtungsverlauf aus. Wegen dieser Eigenschaften wird er auch bei der Herstellung von UHPC eingesetzt. Abbildung 4.9 stellt ein durchschnittlicher Verlauf der Schwindkraft dar.

Die Schwindkraft erreichte das Höchstmaß von 45 N relativ rasch nach 6,5 Stunden (Abbildung 4.10). In diesem Fall sinkt die Kraft nicht bis zum Nullwert sondern fängt bei einem Mindestwert von 18 N wieder zu steigen an. Dies geschieht nach einer Zeit von 14 Stunden.

Der Temperaturunterschied beträgt am Anfang der Messung 3 °C. Bei den Versuchen 1 und 2 liegt der Maximalwert der Zementtemperatur bei 28 °C. Die frühe Stufe dauert etwa 3 Stunden bevor die Periode der Beschleunigung beginnt. Diese dauert dann ca. 3 Stunden und danach folgt die Retardationsperiode. Es fällt auf, dass die Schwindkraft beim Punkt der raschen Temperaturabsenkung wieder steigt (14 Std). Die Raumtemperatur weist diesmal kaum einen Unterschied auf.

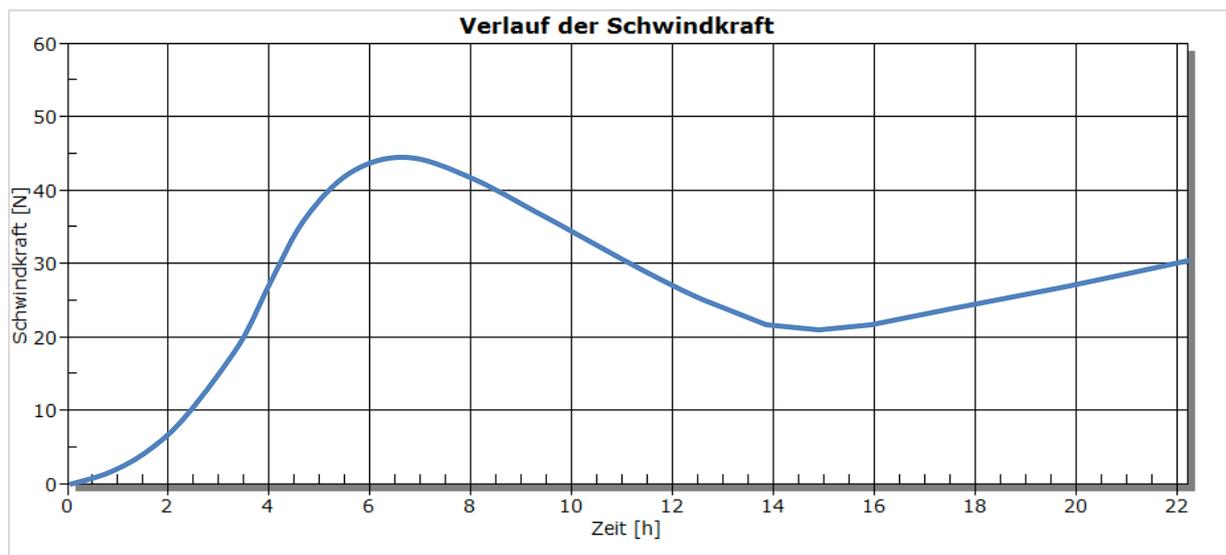


Abbildung 4.9: Mittelwert der Schwindkraft - CEM II/A-S 42,5 R



#### 4.1.7 Versuchsreihe 6

Für die Prüfungen in dieser Versuchsreihe wurde ein Portlandhüttenzement **CEM II B/S 32,5 R** vom slowakischen Hersteller *Ladce* eingesetzt. Dank der geringen Wärmeentwicklung ist er vergleichbar gut wie die anderen Portlandzemente, die für die Herstellung von UHPC geeignet sind. Abbildung 4.11 liefert Information über der durchschnittliche Schwindkraft.

Die geringe Hydratationstemperatur bewirkt, dass das Schwinden nur langsam auftritt (Abbildung 4.12) und das Maximum erst nach 10 Std erreicht wird. Einzelne Versuche zeigen verschiedene Werte für die Schwindkraft, wobei der größte Wert 35 N beträgt. Die Kraft nimmt nur langsam ab. Es lässt sich sagen, dass der Verlauf der Schwindkraft „verlangsamt“ ist, da keine eindeutige Minima und kein weiterer Anstieg der Kraft zu beobachten ist.

Die Zementtemperatur beträgt am Anfang des Versuchs nur 23 °C. Bei dem Versuch 3 und Versuch 4 ist sogar die Raumtemperatur höher als die Temperatur des Zements. Die Temperatur steigt bei diesen Versuchen nach 17 Stunden, was durch die steigende Raumtemperatur verursacht ist. Interessant ist, dass die Zementtemperatur im Zeitraum von 9 bis 17 Stunden fast identisch ist, obwohl die Raumtemperatur einen ständigen Unterschied von 1 °C aufweist.

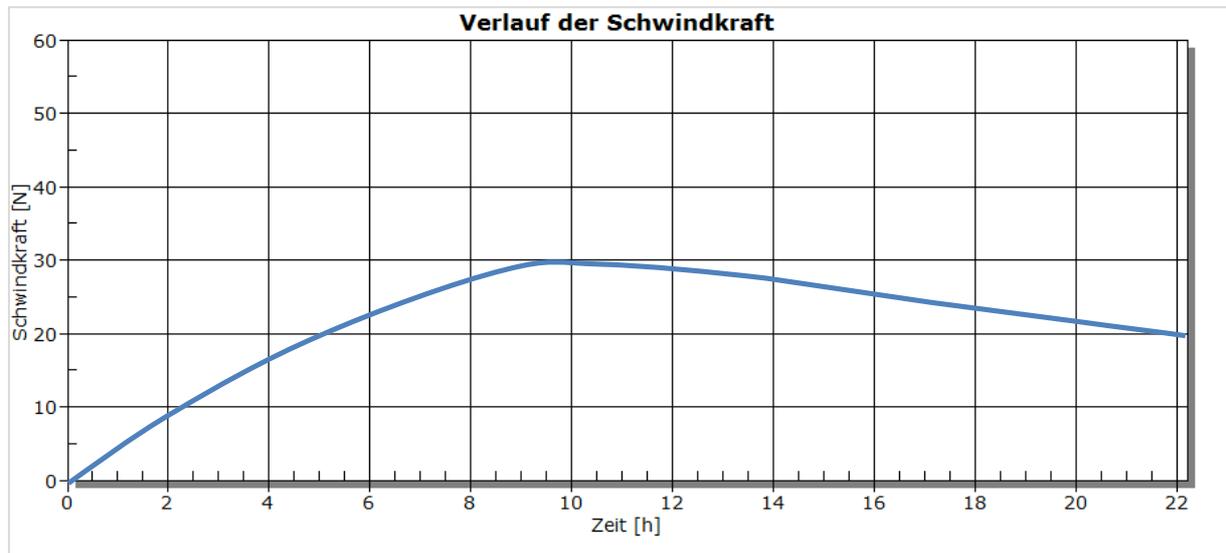


Abbildung 4.11: Mittelwert der Schwindkraft - CEM II/B-S 32,5 R

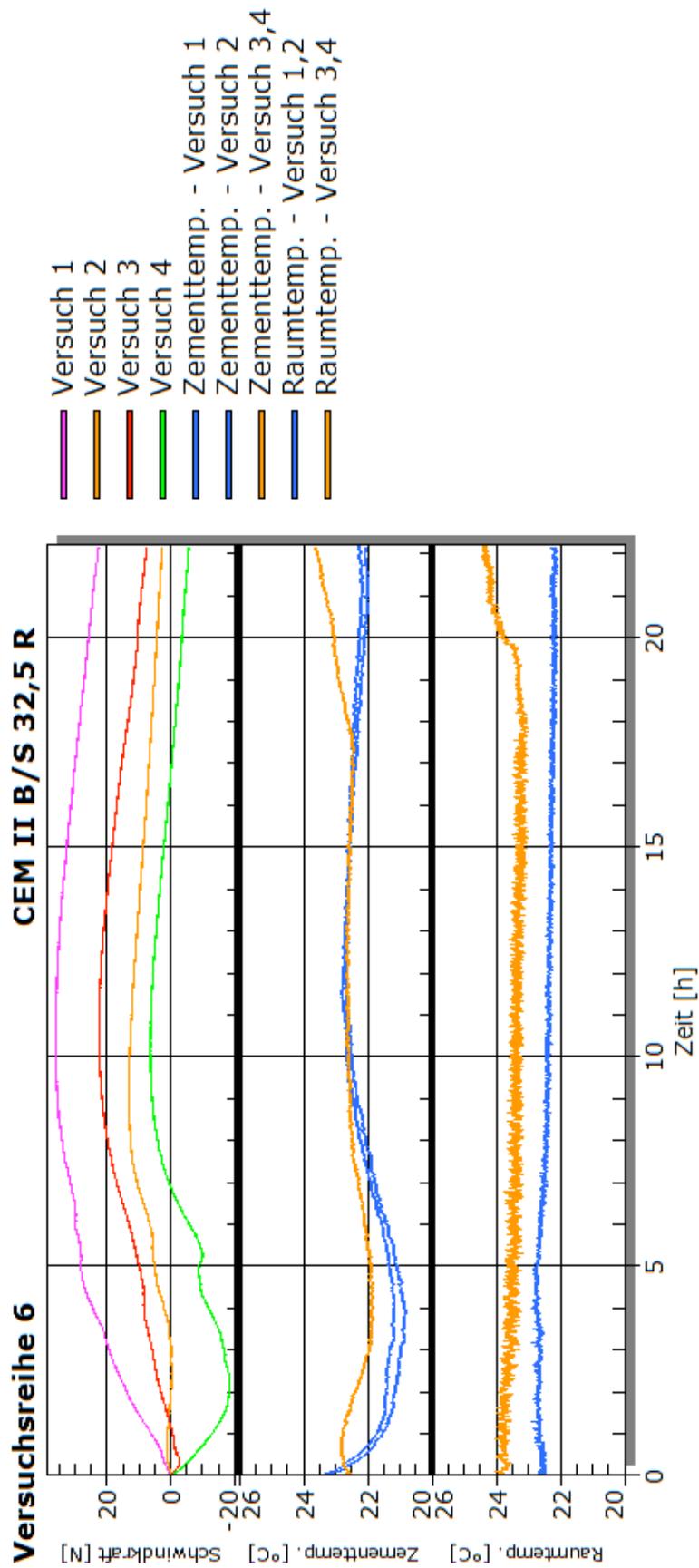


Abbildung 4.12: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 6

#### 4.1.8 Versuchsreihe 7

Die Versuche in der siebten Versuchsreihe wurden mit einem Hochofenzement **CEM III B 32,5 N** durchgeführt. Dieser Zement verfügt mit einer geringen Wärmeentwicklung, auch über einen langsameren Anstieg der Festigkeit. Der Verlauf von durchschnittlichen Schwindkraft ist in der Abbildung 4.13 dargestellt.

Das Maximum wird in diesem Fall innerhalb von 22 Stunden nicht erreicht, da die Schwindkraft am Ende des Versuchs immer noch steigt (Abbildung 4.14). Bis zu 15 Stunden ist der Anstieg rapid, danach nimmt er an Intensität ab. Bei zwei Versuchen steigt die Kraft von Anfang an. Der dritte und vierte Versuch sind unterschiedlich, da die Schwindkraft erst nach 2 Stunden steigt. Danach ist der Verlauf der Kraft identisch. Die unterschiedlichen Verläufe sind auf die Messeinrichtung zurückzuführen. Die Versuche 1 und 3 sind mit einem Messgerät und die Versuche 2 und 4 mit einem anderen Messgerät durchgeführt.

Der Temperaturunterschied zwischen den einzelnen Versuchen beträgt 2 °C. Die Zementtemperatur weist am Anfang der Messung 25 °C auf, danach sinkt sie und verläuft kontinuierlich weiter. Bei den Versuchen 1 und 2 ist die Raumtemperatur deutlich niedriger, deswegen sinkt auch die Zementtemperatur stärker. Später ist diese noch niedriger als die Raumtemperatur. Die Versuche zeigen fast identische Verläufe der Raum- und Zementtemperatur. Diese steigt sogar nach 17 Stunden leicht an.

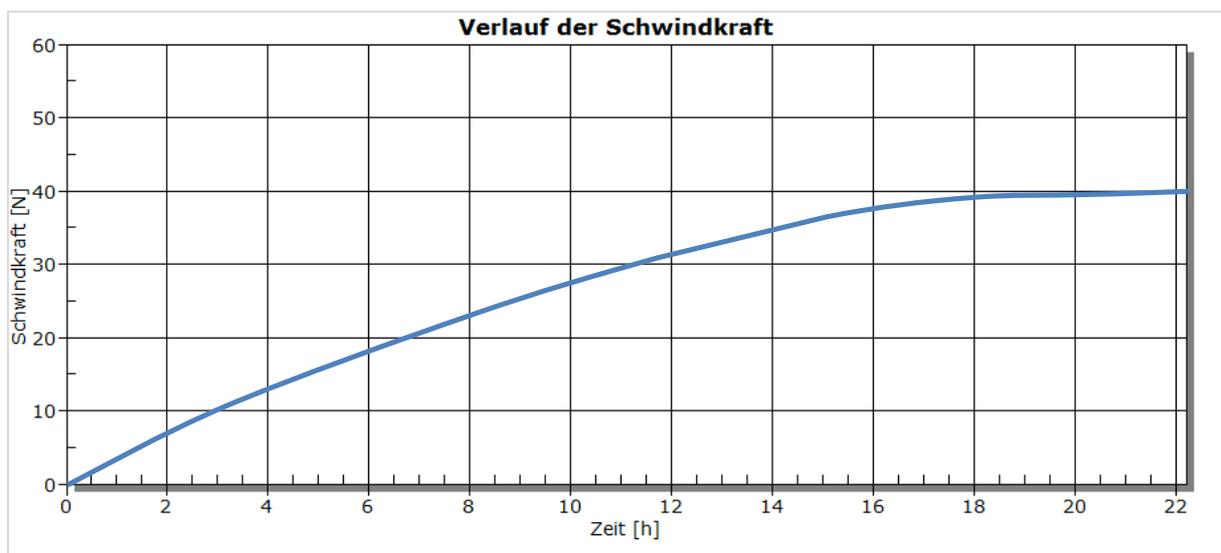


Abbildung 4.13: Mittelwert der Schwindkraft - CEM III/B 32,5 N

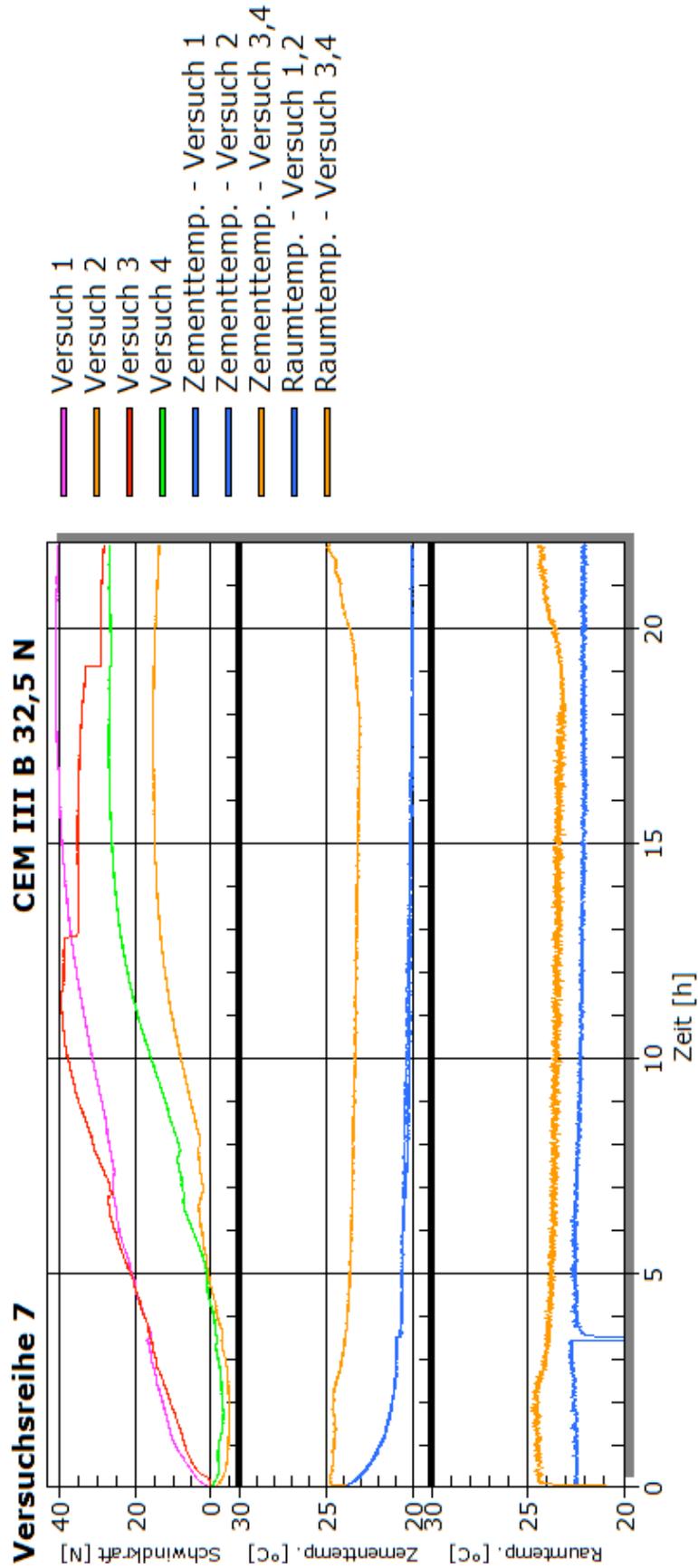


Abbildung 4.14: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 7

#### 4.1.9 Versuchsreihe 8

In dieser Versuchsreihe wurde ein Schnellzement SUPRA CEM 45 getestet. Die besonderen Eigenschaften dieses Zements sind laut Hersteller eine hohe Früh- und Endfestigkeit, schnelles Erstarren und geringes Schwinden bzw. leichtes Quellen. Mit der Abbildung 4.15 soll gezeigt werden, wie sich die Schwindkraft im Durchschnitt verhält.

In Abbildung 4.16 ist ersichtlich, dass der Anstieg der Schwindkraft am Anfang sehr steil ist. Nach 1,5 Stunde übersteigt die Kraft eine Grenze von 50 N. Ohne dass ein eindeutiges Maximum auftritt, bleibt die Schwindkraft ungefähr 4 Stunden lang über 50 N. Nach 7 Stunden nimmt die Kraft rasch ab und erreicht eine Nullkraft. Erst nach 11 Stunden fängt die Kraft wieder an, allmählich zu steigen. Der Anstieg ist jedoch langsam und bestätigt ein geringes Schwinden dieses Zements.

Im Zement wird in ersten Minuten eine Temperatur von 55 °C erreicht. Diese fällt dann wieder ab, bis sie sich stabilisiert. Nach 5 Stunden beträgt die Zementtemperatur ungefähr 23 °C, was der Raumtemperatur entspricht. Nach 6 Stunden ist deutlich ein weiterer Anstieg der Temperatur zu sehen. Es ist genau jene Zeit, wo die Schwindkraft zu sinken beginnt. Die Raumtemperatur ändert sich jedoch während des Versuchs kaum.

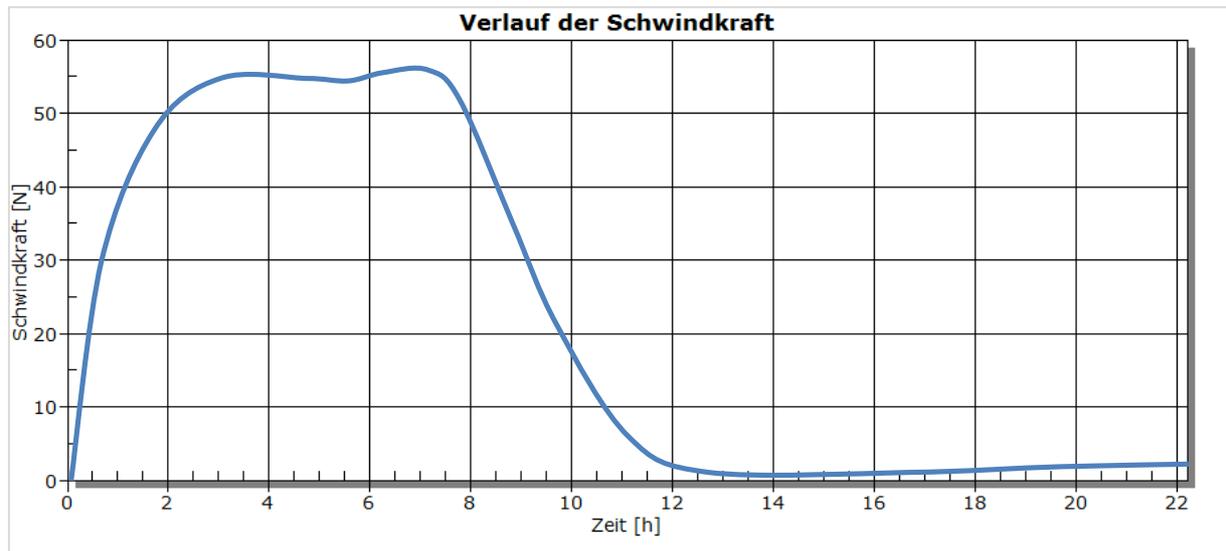


Abbildung 4.15: Mittelwert der Schwindkraft – SUPRA CEM 45

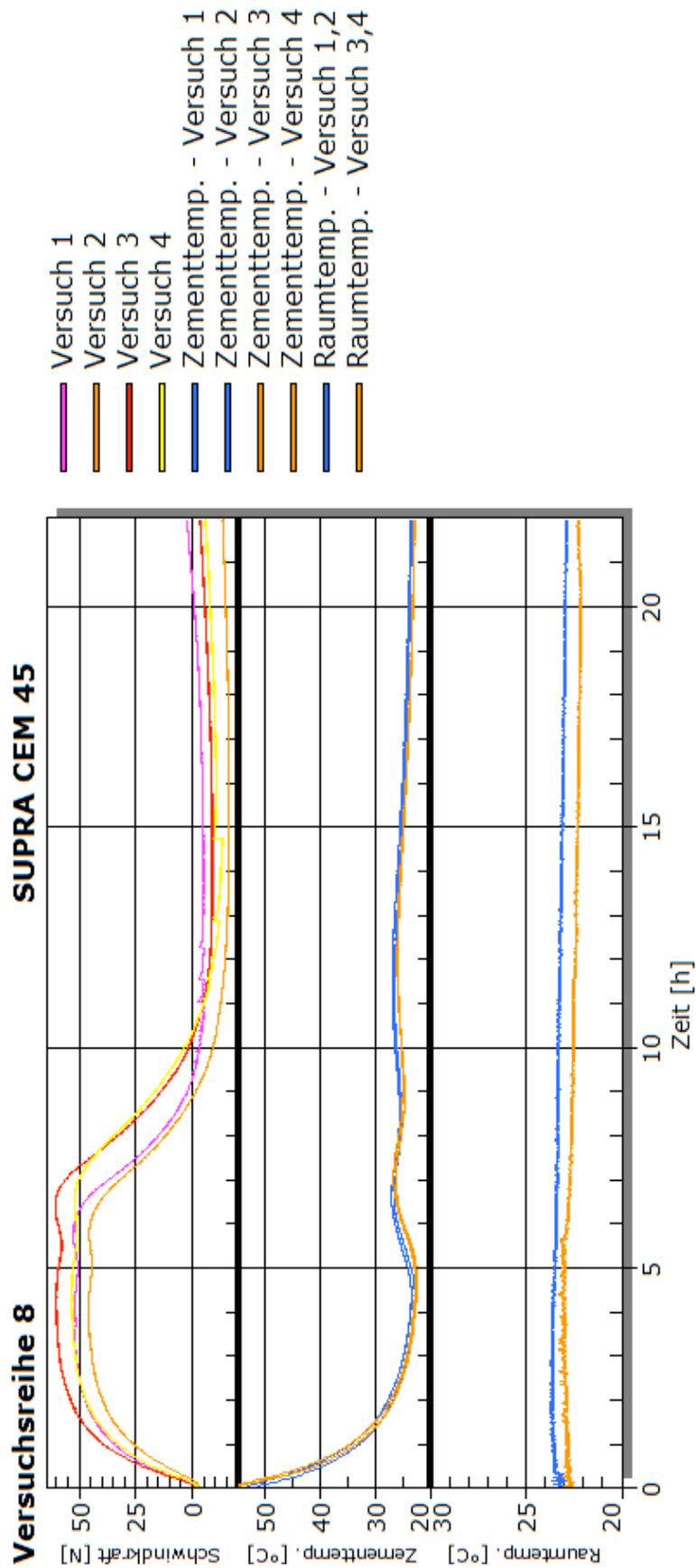


Abbildung 4.16: Verlauf der Schwindkraft, Zementtemperatur und Raumtemperatur in Abhängigkeit von der Zeit - Versuchsreihe 8

#### 4.1.10 Interpretation der Ergebnisse

Ein Verlauf der Schwindkräfte aller geprüften Zementsorten ist in der Abbildung 4.17 zusammengefasst.

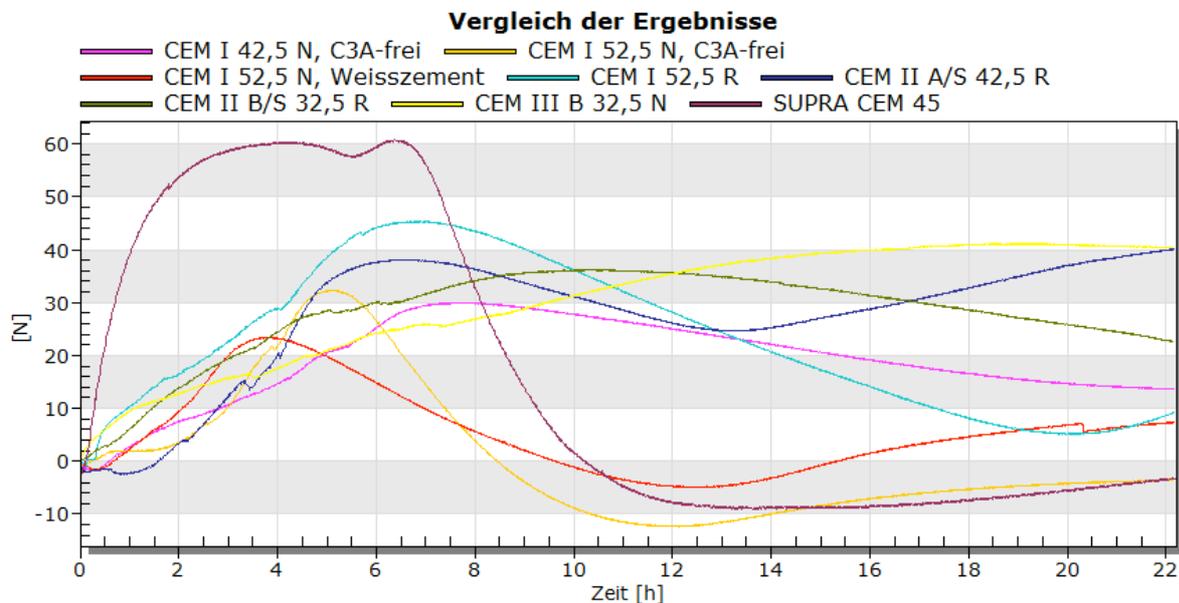


Abbildung 4.17: Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse von Schwindkräften

Die geprüften Zementsorten zeigten unterschiedliche Ergebnisse. Nicht nur die Größe der Schwindkräfte sondern auch die Zeit des Auftretens von Maximum und Minimum unterscheiden sich.

Bei den vier geprüften Portlandzementen (CEM I) wird eine maximale Schwindkraft von 25 bis 45 N erreicht. Dieses Maximum tritt innerhalb von 7 Stunden auf. Die ersten drei Versuchsreihen wurden mit einem Portlandzement mit normaler Anfangsfestigkeit (N) untersucht. In der vierten Versuchsreihe (Portlandzement mit hoher Anfangsfestigkeit - R) wurde die größte Kraft der Portlandzemente gemessen. Größere Unterschiede entstehen beim Vergleich der Geschwindigkeit der Abnahme von Schwindkraft. Während das Minimum der Kraft in der zweite und dritte Versuchsreihe nach 10 Stunden erreicht wird, dauert es in der vierten Versuchsreihe doppelt so lang. Die erste geprüfte Zementsorte weist während des Tests kein eindeutiges Minimum auf. Dies könnte mit dem in diesem Fall relativ hohen  $w/z$ -Wert (0,4) begründet werden. CEM I 42,5 N, C<sub>3</sub>A-frei braucht am wenigsten Wasser von allen versuchten Zementsorten. Die Konsistenz des Zementleims ist damit fließfähig und nach Einbringen in die Messeinrichtung wird der Zementleim später hart. Umso länger der Zement weich bleibt, desto später kann er die Zugkräfte übernehmen und das Schwinden ist nicht so markant.

Weiters wurden zwei Portlandhüttenzemente untersucht. Einmal mit einem Anteil von Hüttsand von 6 bis 20 % (Festigkeitsklasse 42,5) und einmal mit 21 bis 35 % (Festigkeitsklasse 32,5). Beide Zementsorten besitzen eine hohe Anfangsfestigkeit. Der Zement mit geringem Anteil an Hüttsand erreicht eine maximale Schwindkraft von ca. 46 N, was um 10 N mehr als beim Zement mit mehr Hüttsandanteil ist. Die höhere Festigkeitsklasse bewirkte, dass das Maximum relativ schnell, nach 6 Stunden, aufgetreten ist. Anders als bei anderen Versuchsreihen nimmt die Schwindkraft nicht bis zum Nullwert ab, sondern bleibt auf einem Wert von 18 N. Nachher steigt die Kraft allmählich an. Im zweiten Fall (Versuchsreihe 6) steigt die Schwindkraft langsamer an und beginnt nach ungefähr 10 Stunden beim maximalen Wert von 36 N wieder zu sinken. Das Minimum wurde jedoch während des Versuchs nicht erreicht.

Als vorletzte Versuchsreihe wurde ein Hochofenzement mit Hüttsandanteil von 66 bis 80 %, Festigkeitsklasse 32,5 und mit normaler Anfangsfestigkeit geprüft. Nach allen Versuchen konnte festgestellt werden, dass dieser Zement den langsamsten Anstieg der Schwindkraft besitzt. Die Kraft ist trotzdem die viert größte von 8 untersuchten Zementen, obwohl die Tendenz am Ende des Versuchs deutlich steigend ist.

Die größte Abweichung beim Verlauf der Schwindkraft zu den anderen Zementsorten zeigt der Schnellzement SUPRA CEM 45. Im Vergleich mit den anderen Zementarten sind drei wichtige Punkte festzustellen:

- Die maximale Schwindkraft ist in einer enorm kurzen Zeit erreicht (2 Stunden).
- Diese Kraft bleibt im Zeitraum von 5 Stunden auf einem Niveau.
- Nach Erreichen des Minimums (0,00 N) steigt die Kraft nur langsam an.

Die Abbildung 4.18 stellt die maximalen Werte zur unterschiedlichen Zeitpunkten der Schwindkräfte dar. Die Werte werden im Maximum und am Ende des Versuchs verglichen.

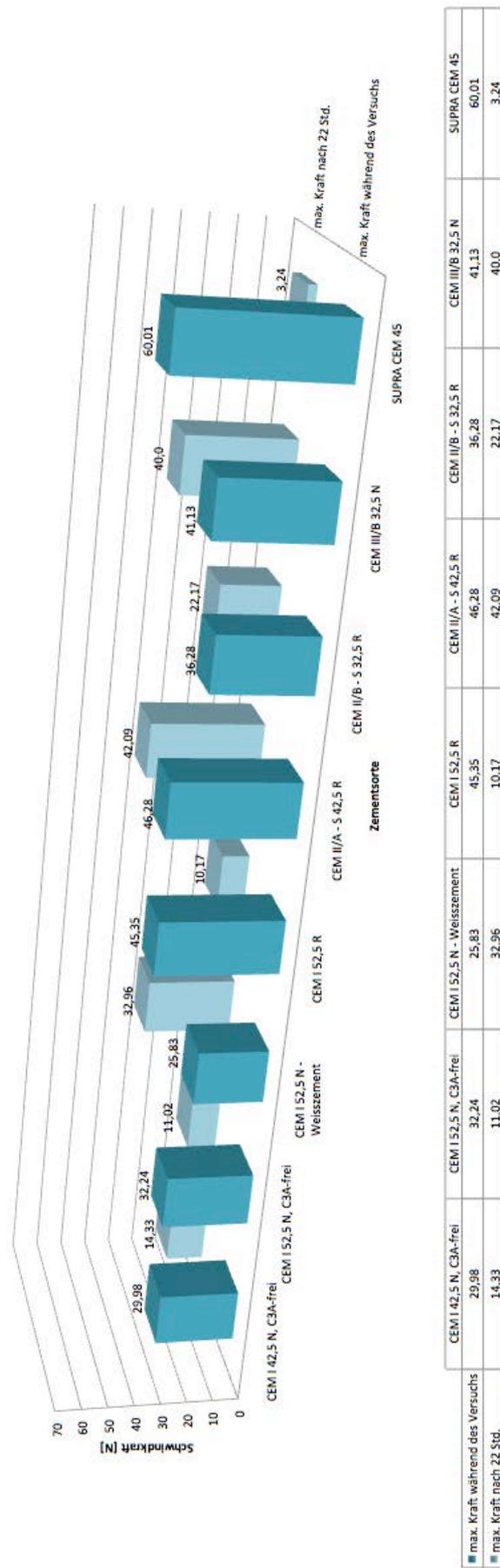


Abbildung 4.18: Übersicht über die Schwindkräften aller Versuchsreihen

In der Abbildung 4.19 bis Abbildung 4.21 sind die Zeiten der auftretenden Maxima verglichen. Das Maximum tritt bei zwei Zementsorten mit normaler Anfangsfestigkeit (N) schneller, als beim Zementen mit hoher Anfangsfestigkeit (R) auf. Schnellhärtende Zemente erreichen auch die größten Schwindkräfte.

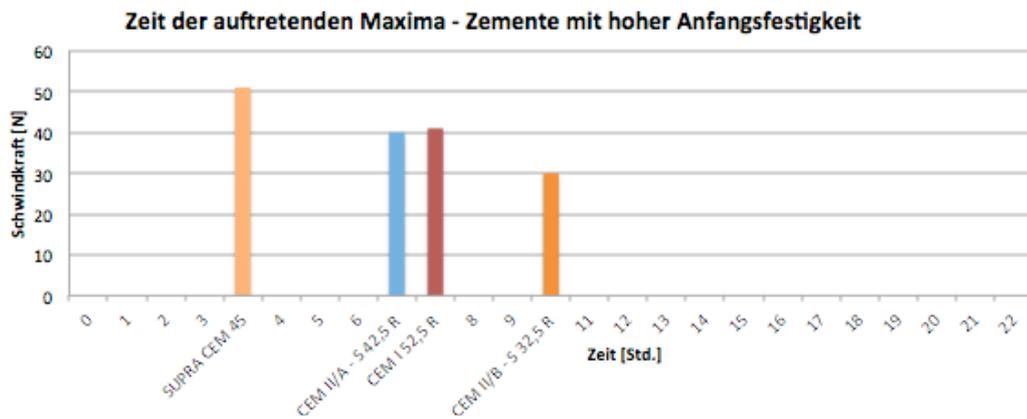


Abbildung 4.19: Vergleich der auftr. Maxima – Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit

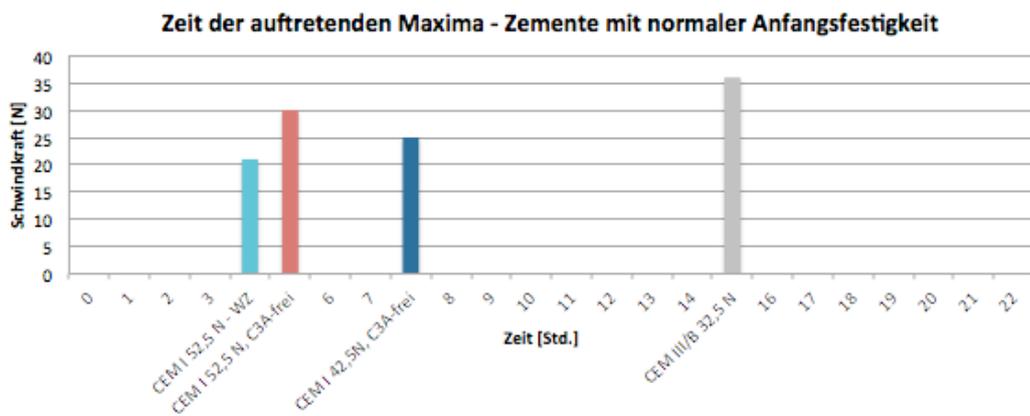


Abbildung 4.20: Vergleich der auftr. Maxima - Zemente mit normaler Anfangsfestigkeit

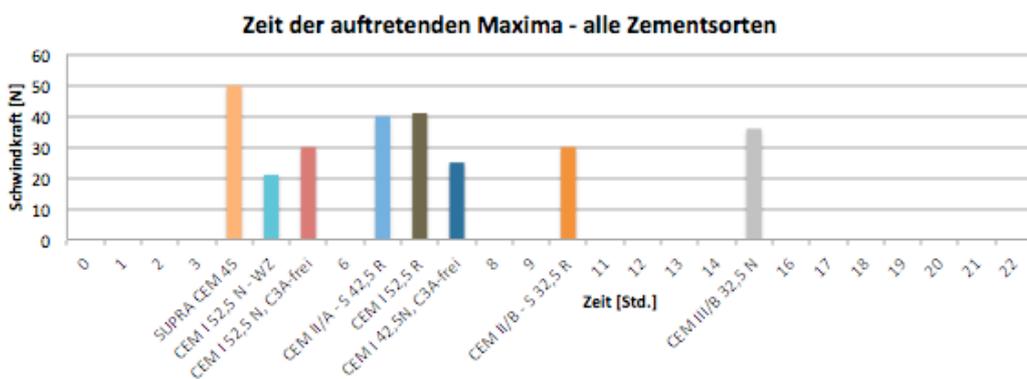


Abbildung 4.21: Vergleich der auftr. Maxima - alle geprüften Zementsorten

Beim Vergleich der auftretenden Minima (Abbildung 4.22 und Abbildung 4.23) zeigt sich, dass die Portlandzemente (CEM I) eine unterschiedliche Ergebnisse liefern. Grundsätzlich tritt das Minimum in zwei Zeiträumen auf. Entweder nach ca. 10 Stunden oder nach ca. 20 Stunden. Beim Zement CEM II/B-S und beim CEM III/B erreicht die Schwindkraft während des Versuchs kein Minimum, weil die Tendenz am Ende des Versuchs immer noch sinkend ist. Das Minimum beim Zemente der Festigkeitsklasse 52,5 beträgt 0,0 N, während die anderen Zementsorten ein größeres Minimum aufweisen.

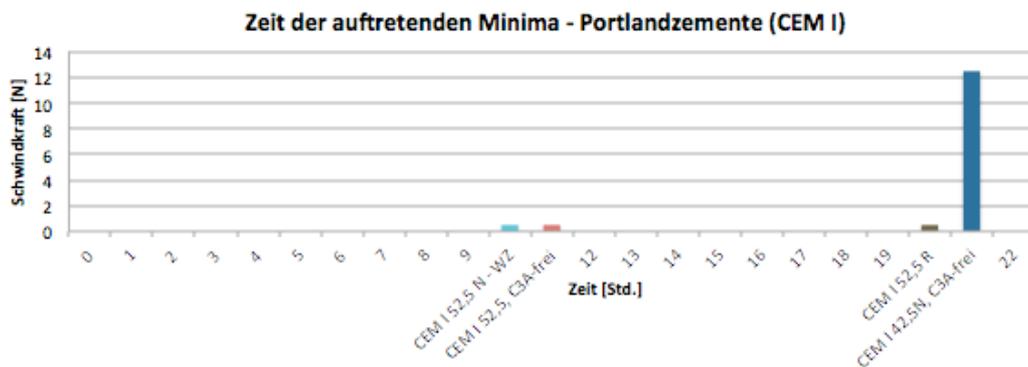


Abbildung 4.22: Vergleich der auftr. Minima - Portlandzemente



Abbildung 4.23: Vergleich der auftr. Minima - alle geprüften Zementsorten

Die Abbildung 4.24 stellt einen Vergleich der Zeit der auftretenden Maxima in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse dar. Es lässt sich sagen, dass die Zemente einer höheren Festigkeitsklasse auch einen schnelleren Auftritt des Maximums aufweisen. Das Maximum tritt bei der Festigkeitsklasse 52,5 doppelt so schnell auf, als bei der Festigkeitsklasse 32,5.

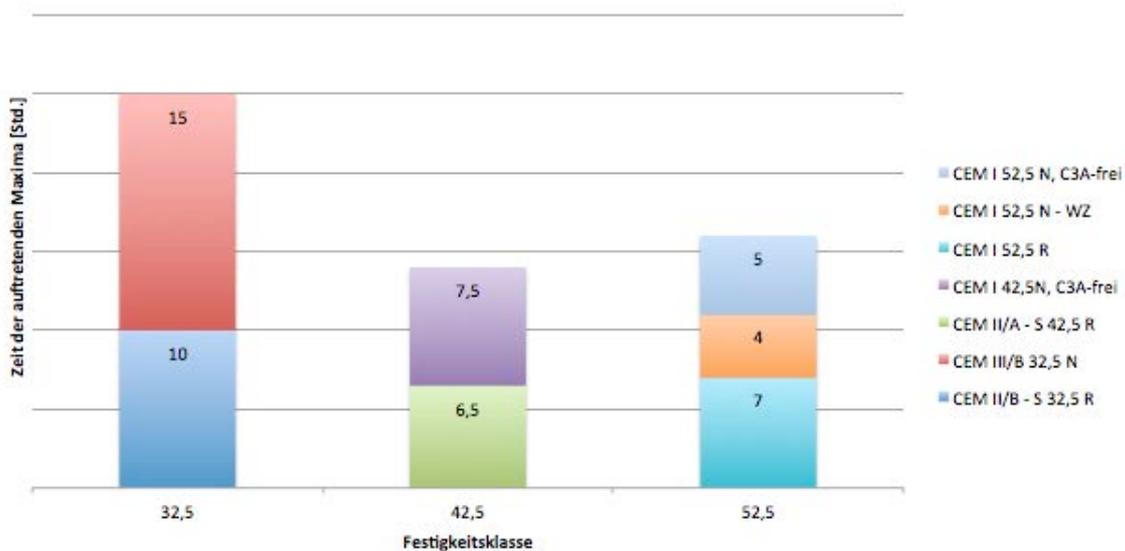


Abbildung 4.24: Vergleich der auftr. Maxima in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse

Die Ergebnisse der Schwindkraftmessung sind in der Tabelle 4-2 zusammengefasst. Der Gradient-Beginn ist ein Verhältnis zwischen der Kraft im Maximum und der Zeit bei auftretendem Maximum. Umso größer der Gradient ist, desto schneller tritt eine maximale Schwindkraft auf. Eine größeren Gradienten sind bei Zementsorten der Festigkeitsklasse 52,5 zu sehen. Der Gradient-Abfall stellt dar, wie schnell die Schwindkraft abnimmt. Je größer der Wert von Gradient-Abfall ist, umso steiler nimmt die Schwindkraft ab. Sehr langsam geht die Schwindkraft beim Portlandzement CEM I 42,5, C<sub>3</sub>A-frei zurück. Die minimale Schwindkraft wurde beim CEM II/B-S und CEM III/B während des Versuchs nicht erreicht.

Tabelle 4-2: Vergleich der Ergebnisse der Schwindkraftmessung

	CEM I 42,5 N, C3A-frei	CEM I 52,5 N, C3A-frei	CEM I 52,5 N, WZ.	CEM I 52,5 R	CEM II/A-S 42,5 R	CEM II/B-S 32,5 R	CEM III/B 32,5 N	SUPRA CEM 45
Kraft in Max. [N]	25	30	21	41	40	30	36	51
Kraft in Min. [N]	12,5	0	0	0	0	19	32	0
Zeit bei Max. [Std]	7,5	5	4	7	6,5	10	15	3,5
Zeit bei Min. [Std]	21	11	10	20	14,5	22	22	11
Gradient Beginn	3,3	6	5,3	5,9	6,2	3	2,4	14,6
Gradient Abfall	0,9	5	3,5	3,2	5	0,90	0,6	6,8

## 4.2 Druckfestigkeit

Für zwei Zementsorten wurden die Druckfestigkeitsprüfungen gemacht. Beide Zementsorten sind Portlandzemente, also die, die für die Herstellung von UHPC am öftesten verwendet werden. Der Zement CEM I 42,5 N C<sub>3</sub>A-frei weist mit dem w/z-Wert 0,40 eine fließfähige Konsistenz auf und der Druckversuch wäre nach 6 Stunden nicht möglich. Daher wurde der Zement mit der größten und der Zement mit der kleinsten Schwindkraft ausgewählt:

- CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei (kleinste Schwindkraft während des Versuchs)
- CEM I 52,5 R (größte Schwindkraft während des Versuchs)

Für jede Zementsorte wurden 8 Probekörper hergestellt. Die Druckfestigkeit wurde im Zeitraum der größten Schwindkraft und nach 22 Stunden gemessen. Für den Druckversuch wurden je zwei Hälften der Probekörper geprüft. Die übrigen Prismen wurden für die Bestimmung des E-Moduls verwendet. Die Festigkeitsprüfungen wurden gleich wie in 3.4.7.2 durchgeführt.

### 4.2.1 Portlandzement CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei

Tabelle 4-3: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs nach 5 Stunden

CEM I 52,5 N, C <sub>3</sub> A-frei	w/z= 0,40	t= 5 Std
Probenummer	F <sub>max</sub> [N]	σ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	526,95	0,33
2	543,08	0,34

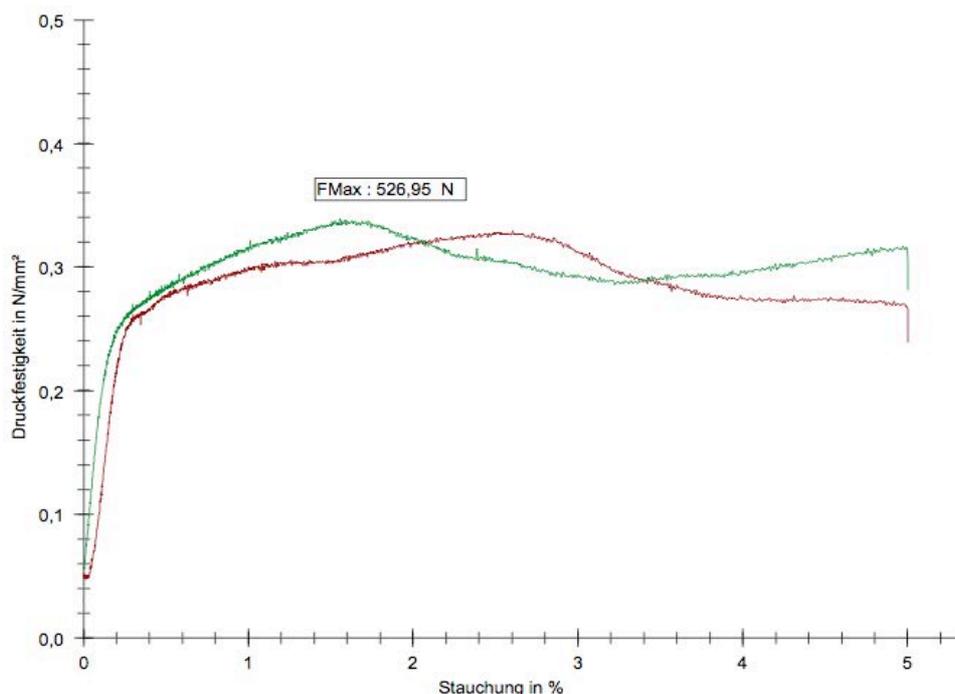


Abbildung 4.25: Druckversuch nach 5 Stunden - CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei

Tabelle 4-4: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs nach 22 Stunden

CEM I 52,5 N, C <sub>3</sub> A-frei		
		w/z= 0,40
		t= 22 Std
Probenummer	F <sub>max</sub> [N]	σ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	37 031,46	23,14
2	34 378,41	21,49

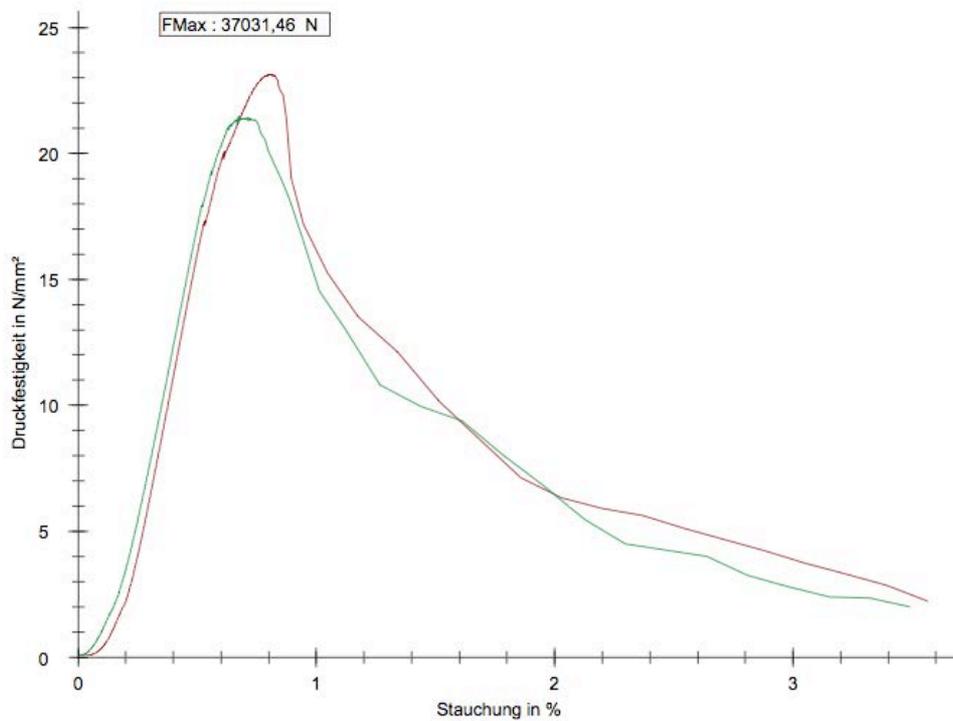


Abbildung 4.26: Druckversuch nach 22 Stunden - CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei

#### 4.2.2 Portlandzement CEM I 52,5 R

Die Ergebnisse des Druckversuchs sind in Tabelle 4-5 und Tabelle 4-6 zusammengefasst. Verlauf der Druckfestigkeit in Abhängigkeit von Stauchung ist in Abbildung 4.27 und Abbildung 4.28 zu sehen.

Tabelle 4-5: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs nach 7 Stunden

CEM I 52,5 R	w/z= 0,40	t= 7 Std
Probenummer	$F_{\max}$ [N]	$\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	410,25	0,26
2	408,66	0,26

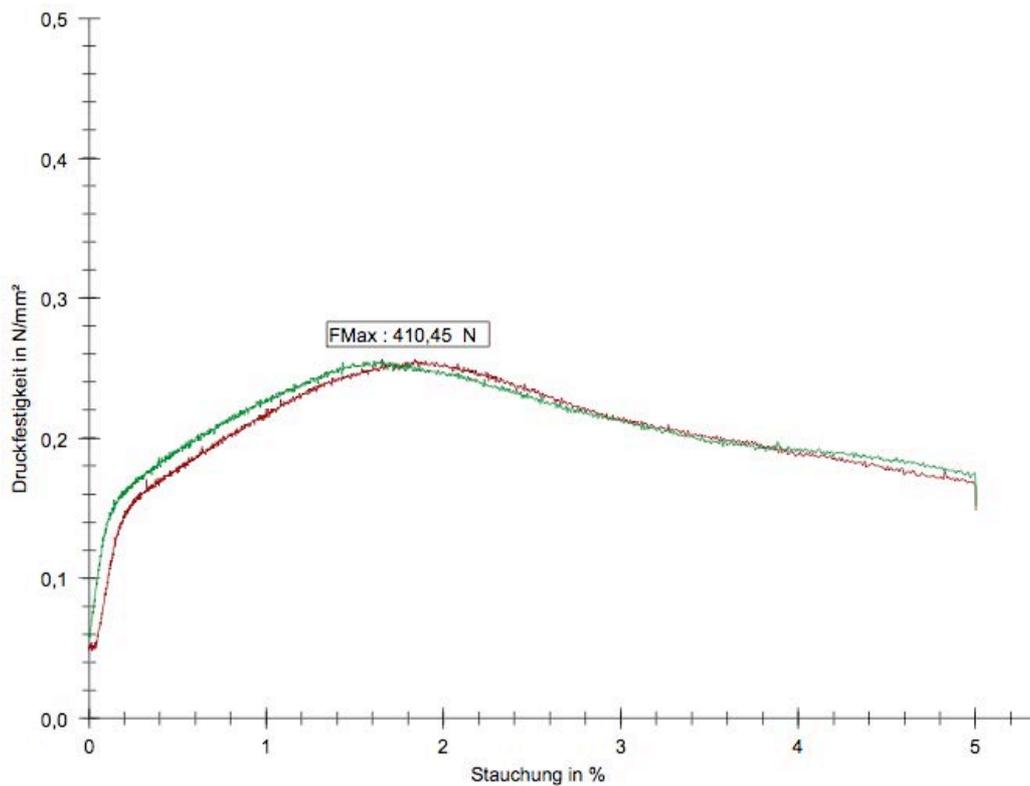


Abbildung 4.27: Druckversuch nach 7 Stunden - CEM I 52,5 R

Tabelle 4-6: Ergebnisse des Druckfestigkeitsversuchs nach 22 Stunden

CEM I 52,5 R		
	w/z= 0,40	t= 22 Std
Probenummer	F <sub>max</sub> [N]	σ [N/mm <sup>2</sup> ]
1	14 820,65	9,26
2	15 151,89	9,47

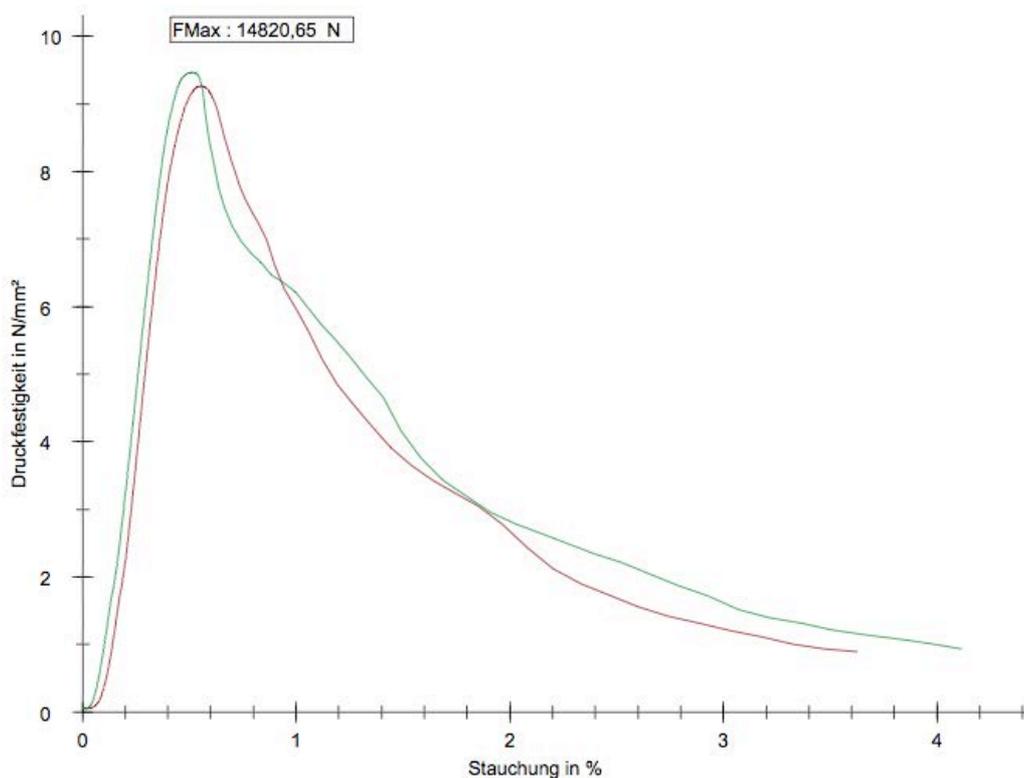
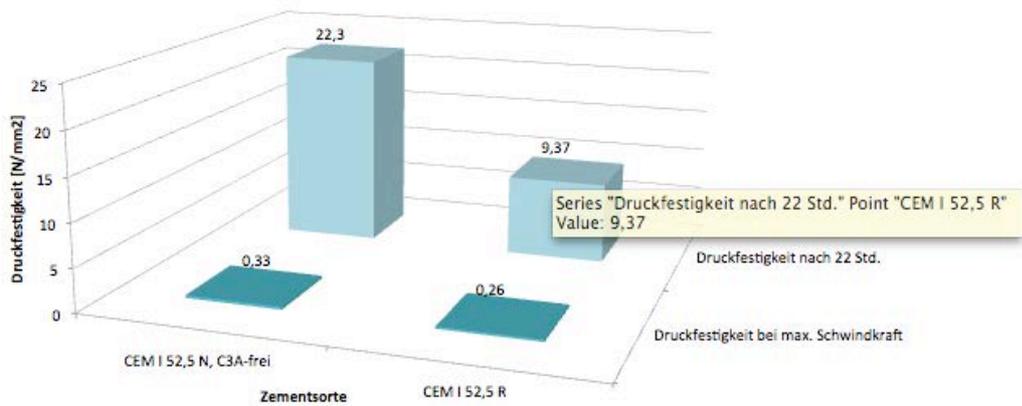


Abbildung 4.28: Druckversuch nach 22 Stunden - CEM I 52,5 R

### 4.2.3 Interpretation der Ergebnisse

In der Abbildung 4.25 und Abbildung 4.27 sieht man, dass die Druckfestigkeit am Beginn der Festigkeitsentwicklung sehr gering ist. Der Probekörper ist in dieser Zeit noch weich und die Stauchung dadurch groß. Nach 22 Stunden unterscheidet sich die Druckfestigkeit der Zemente deutlicher. Der Wert der Druckfestigkeit von CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei steigt auf ungefähr 20 N/mm<sup>2</sup> (Abbildung 4.26), was mehr als ein Drittel der Normfestigkeit für diesen Zement ist. Überraschend ist, dass die Festigkeit von CEM I 52,5 R in gleicher Zeit um 50% kleiner ist (Abbildung 4.28), obwohl sich es um einen Zement mit hoher Anfangsfestigkeit handelt. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 4.29 zusammengefasst.



	CEM I 52,5 N, C3A-frei	CEM I 52,5 R
■ Druckfestigkeit bei max. Schwindkraft	0,33	0,26
■ Druckfestigkeit nach 22 Std.	22,3	9,37

Abbildung 4.29: Übersicht über die Druckfestigkeiten beider Zementsorten

### 4.3 Statischer E-Modul

Der statische E-Modul wird zur gleichen Zeit wie die Druckfestigkeit bestimmt:

- CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei (5 Std, 22 Std)
- CEM I 52,5 R (7 Std, 22 Std)

Der E-Modul wird gleich wie in 3.4.7.3 gemessen nur mit dem Unterschied, dass die Vorlast und die Oberlast vor den Belastungs- bzw. Entlastungszyklen jeweils 60 Sekunden konstant gehalten wird.

Die Einzelergebnisse sind in der Abbildung 4.30 bis Abbildung 4.33 angegeben. Zusammenfassend sind die Ergebnisse in der Abbildung 4.34 und Abbildung 4.35 dargestellt.

Wie in den folgenden Abbildungen ersichtlich ist, besitzt der Zementstein einen geringen E-Modul am Beginn. Der E-Modul von CEM I 52,5 R ist dabei um 20% größer als beim CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei. Nach 22 Stunden ist er sogar um 30% größer.

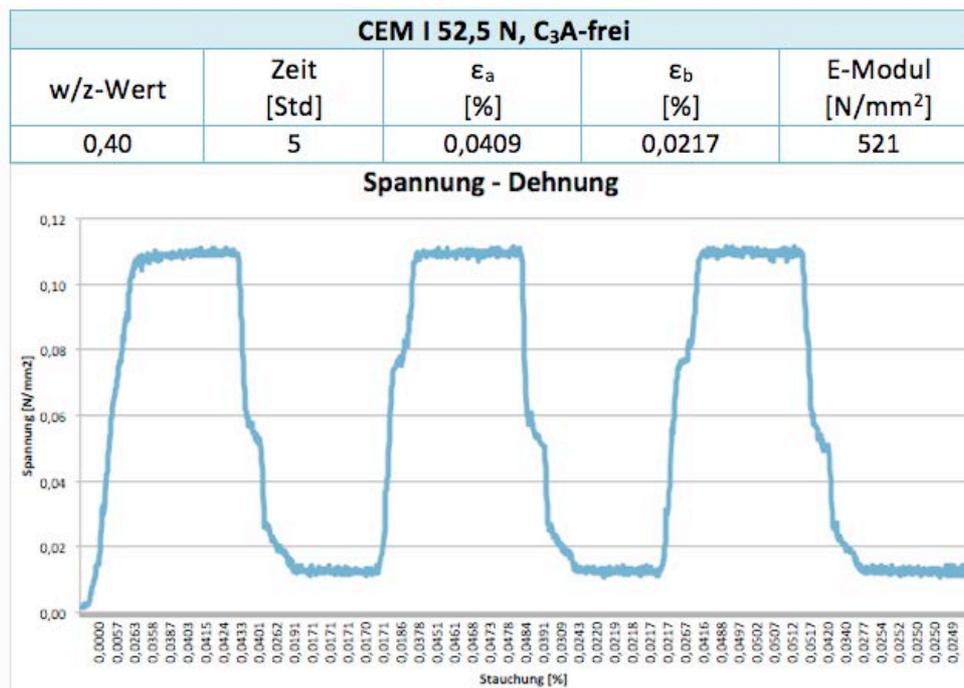


Abbildung 4.30: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul nach 5 Stunden

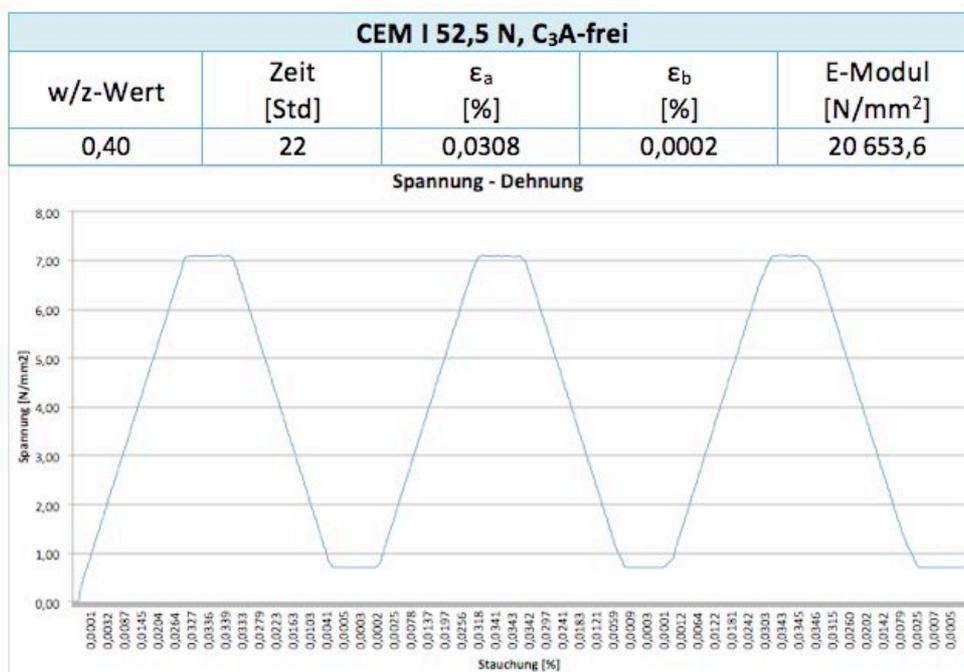


Abbildung 4.31: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul nach 22 Stunden

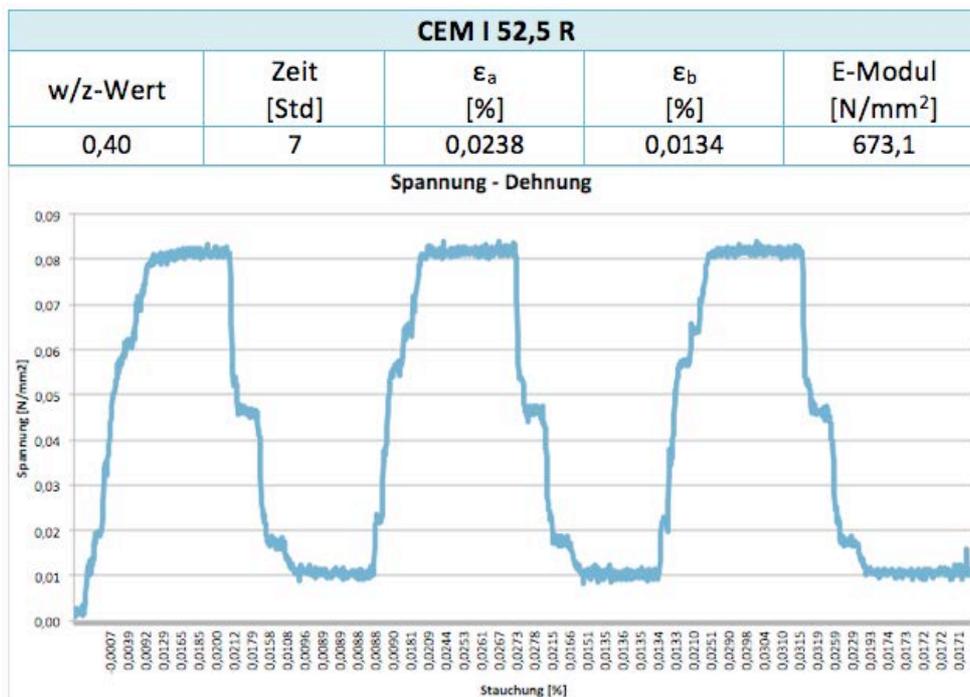


Abbildung 4.32: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul nach 7 Stunden

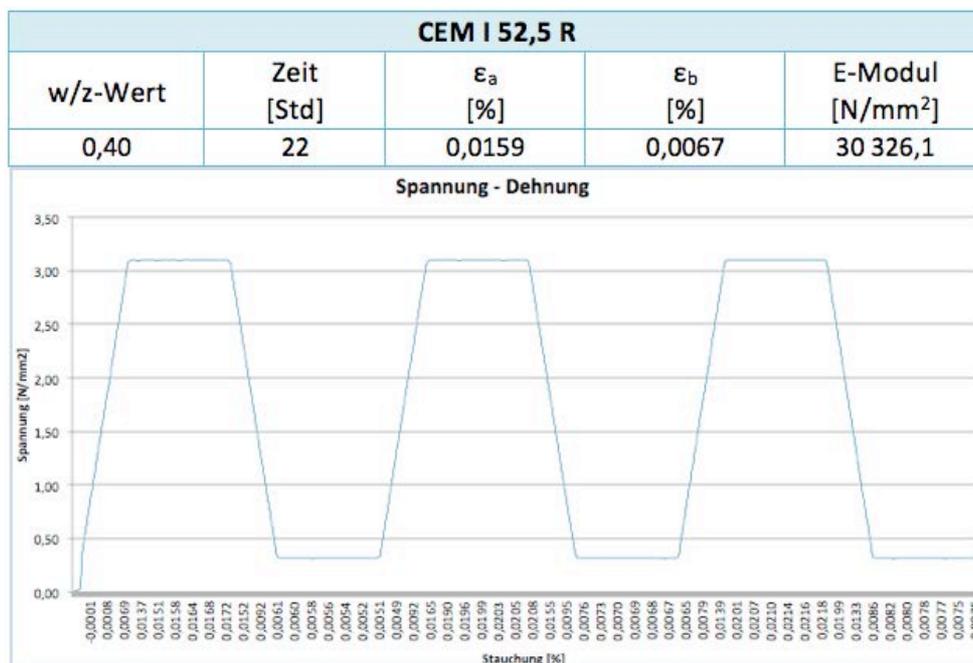


Abbildung 4.33: Spannungs - Dehnungs - Verlauf zur Bestimmung des statischen E-Modul nach 22 Stunden

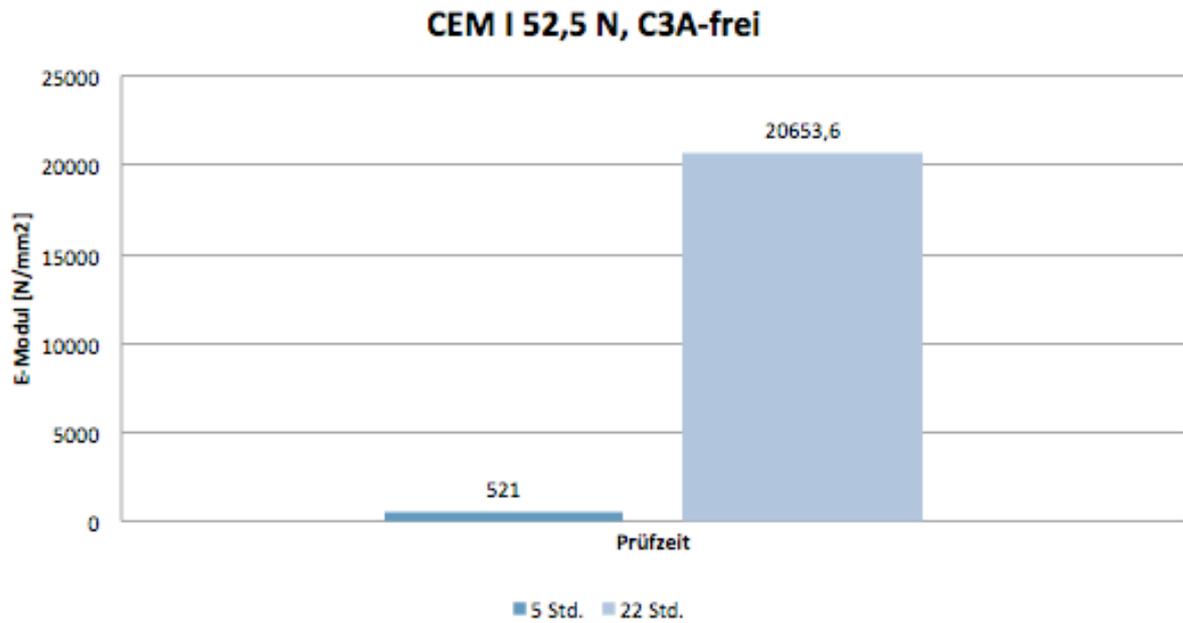


Abbildung 4.34: Druckfestigkeit von CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei in verschiedenen Zeiten

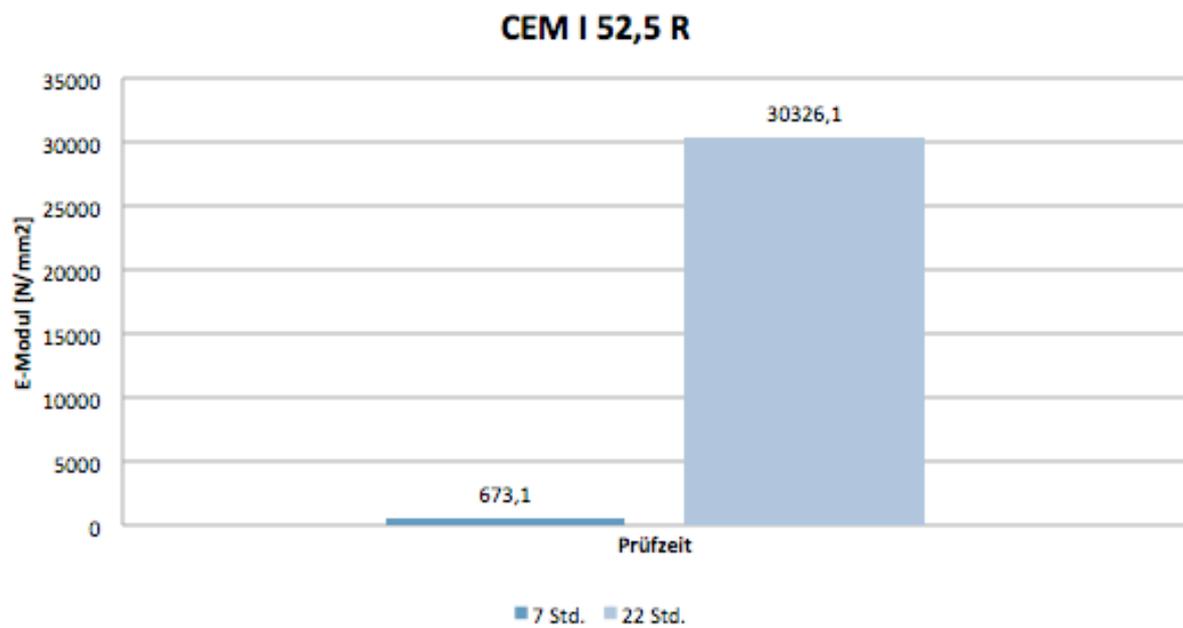


Abbildung 4.35: Druckfestigkeit von CEM I 52,5 R in verschiedenen Zeiten

## 4.4 Struktur des Zementsteins an der Bruchfläche

Nach dem ausschalen weisen die Zementproben eine unterschiedliche Struktur auf (Abbildung 4.36).



Abbildung 4.36: Struktur der Zementsorten

Eine einheitliche Struktur zeigt sich bei den Zementen, die beim einmischen mit einem w/z-Wert 0,40 eine fließfähige Konsistenz besitzen (CEM I 52,5 N, C<sub>3</sub>A-frei; SUPRA CEM 45). Diese zwei Zementarten sind auch sehr fein gemahlen und dadurch enthalten sie nach dem Erhärten nur wenig Luftporen. Beim CEM I 52,5 R wurde die größte Schwindkraft von Portlandzementen gemessen. Hier sieht man, dass er deutlich grober gemahlen ist. Bei Portlandhüttenzementen und Hochofenzement ist eine Grobstruktur zu beobachten mit mehreren Luft- bzw. Verdichtungs-poren.

#### 4.5 Zusammenhang der Schwindkraftermittlung mit der Festigkeitsuntersuchungen

Wie aus der Tabelle 4-7 ersichtlich, die größte Schwindkraft wird bei einer sehr niedrigen Druckfestigkeit erreicht. Der Portlandzement mit hoher Anfangsfestigkeit besitzt nach 22 Stunden einen höheren E-Modul als der Zement mit normaler Anfangsfestigkeit. Am Anfang der Messung gilt, umso größerer E-Modul, desto größere Schwindkraft. Dies gilt nach 22 Stunden nicht mehr, da der E-Modul des Zements CEM I 52,5 R höher ist, obwohl die Schwindkraft kleiner als bei dem anderen Zement ist.

Tabelle 4-7: Zusammenhang der Schwindkraftmessung mit der Festigkeitsuntersuchungen

Zementsorte	Zeit der Messung	Schwindkraft [N]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	ε
CEM I 52,5 N, C <sub>3</sub> A-frei	5 Std.	32,24	0,33	521	0,0006
	22 Std.	11,02	22,3	20 653,6	0,0011
CEM I 52,5 R	7 Std.	45,35	0,26	676,1	0,0004
	22 Std.	10,17	9,37	30 326,1	0,0003

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Schwinden ist häufig die Ursache der Rissentstehung. Aus der Praxis ist bekannt, dass das Schwinden, neben den anderen Ursachen, wesentlich von der Betonzusammensetzung beeinflusst wird. Eine Messung der Schwindkraft in verschiedenen Zementarten liefert eine wichtige Information über das Verhalten des Zementsteins in den ersten Stunden.

Das Ziel der Arbeit war, eine Messeinrichtung zur Messung der Schwindkräfte herzustellen und diese für die Untersuchung der auftretenden Kräfte infolge des Schwindens des Zements zu testen. Nach mehreren Vorversuchen und Voruntersuchungen wurden die Schwachstellen des Messaufbaus (entstehende Risse bei Dehnmessung und Benutzung der Gewindestangen als Anker im Probekörper) beseitigt und behoben. Dadurch wurde eine Messeinrichtung hergestellt, die bei gleichbleibenden Bedingungen wiederholbare Ergebnisse liefert.

In 8 Versuchsreihen wurden die Schwindkräfte sowie die Zement- und Raumtemperatur untersucht. Der verwendende w/z-Wert 0,40 bleibt bei allen Versuchsreihen gleich, es ändert sich nur die Zementsorte.

Die gewonnenen Erkenntnisse aus diesen Untersuchungen, lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Während des Versuchs (Dauer 22 Std.) weist die Schwindkraft ein Maximum und Minimum auf, wobei die Zeit des Auftretens von der Zementsorte abhängt.
- Der Anstieg bis zur maximale Schwindkraft dauert von 3 bis 10 Stunden. Am langsamsten ist es beim Hochofenzement, bei dem die Schwindkraft bis zu 20 Stunden steigt.
- Im Hinblick auf die verschiedenen Zementsorten kann festgestellt werden, dass C<sub>3</sub>A-arme Portlandzemente die kleinsten Schwindkräfte in den ersten Stunden besitzen.
- Grundsätzlich stellte sich heraus, dass Zementen mit raschem Erhärtungsverlauf und hoher Wärmeentwicklung größere Schwindkräfte aufweisen.
- Die Betrachtung der Zementsteintemperatur im Hinblick auf die Raumtemperatur führt zu der Erkenntnis, dass die Temperatur im Zement von der Raumtemperatur beeinflusst wird. Je kleiner die Raumtemperatur ist, desto kleiner wird die Zementsteintemperatur sein.
- Der Verlauf der Zementsteintemperatur korreliert mit dem Verlauf der Hydratationswärme. Die Schwindkraft erreicht das Minimum in der Zeit, wo die Hydratationswärme in die Retardationsperiode erfolgt.

Neben der Betrachtung der Schwindkraft wird auch die Druckfestigkeitsentwicklung von zwei Portlandzementen untersucht. Die Festigkeit ist in den ersten Stunden sehr gering, was auf die noch weiche Konsistenz des Zementsteins zurückzuführen ist. Nach 22 Stunden liegt die Druckfestigkeit des C<sub>3</sub>A-armen Portlandzements deutlich über der Druckfestigkeit des Zements mit hoher Anfangsfestigkeit. Die Schwindkraft von beiden Zementen unterscheidet sich in dieser Zeit kaum. Die Schwindkraft hängt also nicht von der Anfangsfestigkeit des Zements ab.

Für die Ermittlung des statischen E-Moduls wurden die gleichen Zementarten ausgewählt, bei denen die Druckfestigkeit gemessen wurde. Der C<sub>3</sub>A-arme Portlandzement besitzt am Ende des Versuchs einen niedrigen E-Modul als der Zement mit hoher Anfangsfestigkeit. Der Unterschied beträgt fast 30 %, was nicht mit den Ergebnissen aus dem Druckversuch übereinstimmt.

Die Betrachtung der Struktur des Zementsteins führt zu dem Erkenntnis, dass die Schwindkräfte bei groberer Struktur zunehmen. Eine Ausnahme ist der Schnellzement SUPRA CEM 45, der bei sehr feiner Struktur die größte Schwindkraft aufweist.

## **Resümee**

Im nächsten Schritt sollte eine feinere Kraftmessdose in der Messvorrichtung eingesetzt werden, da die benutzte Kraftmessdose deutlich größere Kräfte aufnehmen kann, als die auftretende Schwindkräfte. Um noch aussagekräftigere Ergebnisse zu bekommen, ist es zu empfehlen, die Versuche über einen längeren Zeitraum durchzuführen. Es ist wichtig, die Schwindkräfte auch im Hinblick auf andere Faktoren wie z.B. w/z-Wert, Betonkomponenten oder klimatische Bedingungen zu untersuchen.

Erweiterte Erkenntnisse aus detaillierten Schwind-Untersuchungen sollten besonders bei der Planung und Ausführung bzw. Realisierung von Baustrukturen mit hochfesten Betonsorten vor unerwarteten, problematischen Schwindverformungen bewahren.

## 6 Literaturverzeichnis

- [1] Kirnbauer, J.: Der Vakuummischprozess zur Herstellung von Ultra High Performance Concrete. Dissertation. Wien: Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, 2013.
- [2] Schmidt, M. Ultra-hochfester Beton: Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa; Tagungsbeiträge zu den 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautagen. Kassel: Kassel University Press, 2003.
- [3] HOLCIM (SCHWEIZ) AG. Ultrahochleistungs-Faserbeton: Anwendungsbroschüre. Hochleistungsbeton. [online]. [Zugegriffen: 10. April 2014.] //www.materialarchiv.ch//.
- [4] Baustofftechnische Daten: 23. Auflage, Readymix Baustoffgruppe. [Zugegriffen: 20. Oktober 2014.] <http://cemex.de/>
- [5] Eibl, J.: Betonkalender Teil 1. Berlin: Ernst, 2000.
- [6] Weigler, H.; Karl, S.: Beton: Arten- Herstellung- Eigenschaften. 2. Aufl. Berlin: Ernst, 1989.
- [7] Scholz W.; Hiese W.; Möhring R.: Baustoffkenntnis, 17. Aufl., Düsseldorf: Werner, 2011
- [8] Fontana, P.: Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen autogenen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen. Dissertation. Berlin: Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften, 2007.
- [9] Hussein, A.: Zur experimentellen Bestimmung der Schwindverformungen von Zementstein. Dissertation. Bochum: Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bauingenieurwesen. 2006
- [10] Locher, F.W.: Die Festigkeit des Zements. Nach einem Vortrag auf der Technisch-wissenschaftlichen Tagung des Vereins Deutscher Zementwerke vom 24. Bis 26. September 1975 in Stuttgart.
- [11] Stangl, A.: Optimierung der Packungsdichte und Bestimmung der minimal erforderlichen Wasserfilmdicke zur Herstellung von Ultra - Hochleistungsbeton. Diplomarbeit. Wien, 2011.
- [12] Schachinger, A. I.: Maßnahmen zur Herstellung von rissfreien Bauteilen aus ultrahochfestem Beton mit hoher Duktilität. Dissertation. München: Technische Universität München - Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen. 2007

- [13] de Larrard, F.; Sedran, T.: „Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model“. Cement and Concrete Research, vol. 24, no. 6, pp. 997– 1009, 1994.
- [14] NORM B 4710-1: Beton - Teil 1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis. 2007.
- [15] Richard, P., Cheyrezy, M.: „Composition of reactive powder concretes“. Cement and Concrete Research, vol. 25, no. 7, pp. 1501-1511, Oct. 1995
- [16] Fehling, E.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung ultrahochfester Betone (UHPC) Forschungsbericht DFG FE 497/1-1. Kassel: Kassel Univ. Press, 2005.
- [17] Stengel, T., D. Lowke, O. Mazanec, P. Schießl a C. Gehlen. UHPC mit alternativen Zusatzstoffen – Rheologie und Faserverbund. Beton und Stahlbetonbau. Berlin: Ernst, 2011, Bd. 106, Nr. 1, s. 31-38.
- [18] Verein Deutscher Zementwerke: Betonzusätze, Zusatzmittel und Zusatzstoffe. Zement-Merkblatt Betontechnik..2.2014
- [19] BASF Construction Polymers GmbH: „Technisches Merkblatt - Wirkung von Fließmitteln in zementgebundenen Baustoffen“. 2008.
- [20] Efes, Y.; Schröder, P.: „Faserprodukte für Beton – Zulassungsgrundsätze fertig gestellt“. DIBt Mitteilungen, Bd. 35, Nr. 6, S. 209–212, 2004.
- [21] Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC). Kassel: Kassel University Press, 2008.
- [22] Powers, T. C.: „Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste“. Journal of the American Ceramic Society (März 1958). Chicago
- [23] Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk: der Baustoff als Werkstoff. Basel: Birkhäuser Verlag, 2000.
- [24] Schuler, S.: Matrixintegrierte faseroptische Sensoren für die experimentelle Bestimmung von Mikroverformungen in zementgebundenen Baustoffen. Dissertation. Berlin: Technische Universität Berlin, Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt. 2010
- [25] Taylor, H.F.W.: Cement Chemistry. 2. Ausgabe. London: Thomas Telford Publishing. 1997
- [26] Gluth, G.J.G.: Die Porenstruktur von Zementstein und seine Eignung zur Gastrennung. Dissertation. Berlin: Technische Universität Berlin, Fakultät VI- Planen Bauen Umwelt. 2011

- [27] Schäffel, P.: Einfluss von Schwindreduzierenden Zusatzmitteln auf das Schwinden und weitere Eigenschaften von Zementstein. Dissertation. Weimar: Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen. 2009
- [28] Balough, A.: New Admixtures Combats Concrete Shrinkage. Concrete Construction, July 1996.
- [29] Jenny, N.: Schwindverhalten von Ultra High Performance Concrete und die Auswirkung von Polypropylenfasern auf die Frühschwindrissbildung. Diplomarbeit: Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Baustofflehre, Bauphysik und Brandschutz. 2003
- [30] Shrinkage of Concrete, Shrinkage 2000: RILEM Publications S.A.R.L. Baroghel-Bouny and P.-C. Aitcin, Paris, France 16-17 Oktober 2000
- [31] Schwarz. V.P.: Schwinden. Concrete-Industrial-Floors. [Zugegriffen: 14. Juli 2014 ] <http://www.concrete.de//>
- [32] Martinola G.: Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton. Dissertation. Zürich: Eidgenössische Technische Hochschule. 2000
- [33] Eppers, S.: Assessing the autogenous shrinkage cracking propensity of concrete by means of the restrained ring test. Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät für Bauingenieurwesen. 2010
- [34] Tazawa. E.: Autogenous Shrinkage of Concrete. Proceedings of the international workshop organized by JCI (Japan Concrete Institute), Hiroshima, 1998. E&FN Spon, London 1999, (Preface and Technical Committee Report)
- [35] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: Zement Taschenbuch 2002, 50.Ausgabe. Düsseldorf. Verlag Bau + Technik GmbH. 2002
- [36] ÖNORM EN 196-1: Prüfverfahren für Zement - Bestimmung der Festigkeit. 2005.
- [37] ONR 23303: Prüfverfahren Beton (PVB) – Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe. 2010