

**F 2990**

Catherina Thiele, Michael Weber

**Untersuchungen zur Korrelation  
von Druck- und Zugfestigkeit in  
alten, niederfesten Betonen als  
Grundlage für die Bestimmung  
der Tragfähigkeit von z. B.  
Befestigungsmitteln**

F 2990

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2016

ISBN 978-3-8167-9753-1

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

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

[www.irb.fraunhofer.de/tauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/tauforschung)

## **Untersuchungen zur Korrelation von Druck- und Zugfestigkeit in alten, niederfesten Betonen als Grundlage für die Bestimmung der Tragfähigkeit von z. B. Befestigungsmitteln**

### **-Abschlussbericht-**

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) gefördert.

(Aktenzeichen: II 3-F20-12-1-005 / SWD-10.08.18.7-13.01)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Projektleiter: Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele

Projektbearbeiter: Dipl.-Ing. Michael Weber

Kaiserslautern Februar 2016



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>1</b>
1.1	Begründung des Forschungsprojekts .....	1
1.2	Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat .....	3
1.3	Danksagung .....	3
<b>2</b>	<b>Statistische Grundlagen</b> .....	<b>4</b>
2.1	Vorbemerkung .....	4
2.2	Einführung und Begriffsdefinitionen.....	5
2.2.1	Stochastische Verteilung.....	5
2.2.2	Versagenswahrscheinlichkeit.....	6
2.3	Verteilungsfunktionen stetiger Zufallsvariablen .....	7
2.3.1	Allgemeines .....	7
2.3.2	Normalverteilung, $N(\mu; \sigma)$ .....	8
2.3.3	Log-Normalverteilung, $LN(\lambda; \zeta)$ .....	10
2.3.4	Gumbel-Verteilung / Extremwertverteilung Typ I .....	11
2.3.5	Weibull-Verteilung / Extremwertverteilung Typ III .....	12
<b>3</b>	<b>Betonfestigkeit</b> .....	<b>13</b>
3.1	Festigkeitsarten .....	13
3.1.1	Betondruckfestigkeit.....	13
3.1.2	Betonzugfestigkeit.....	16
3.1.2.1	Zentrische Zugfestigkeit .....	18
3.1.2.2	Biegezugfestigkeit .....	19
3.1.2.3	Spaltzugfestigkeit .....	20
3.2	Festigkeitsverhältnisse .....	20
3.2.1	Verhältnis Zug- zu Druckfestigkeit.....	21
3.2.2	Verhältnis der Zugfestigkeiten.....	21
3.2.3	Festigkeitsverhältnisse in Abhängigkeit der Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen .....	22
3.3	Festigkeitsentwicklung .....	23
3.3.1	Einflussgrößen .....	23
3.3.1.1	Zement und Wasserzementwert .....	23
3.3.1.2	Feuchte .....	24
3.3.2	Entwicklung der Festigkeit nach DIN EN 1992-1-1 .....	24

<b>3.4</b>	<b>Bestimmung der charakteristischen Bauwerksfestigkeit .....</b>	<b>25</b>
3.4.1	Allgemeines .....	25
3.4.2	Möglichkeiten zur Bestimmung der Bauwerksfestigkeit .....	26
3.4.2.1	Bohrkernprüfungen – Zerstörende Verfahren .....	26
3.4.2.2	Indirekte Prüfverfahren – Zerstörungsfreie Verfahren .....	27
3.4.3	Auswertungsmethoden für direkte Prüfverfahren .....	29
3.4.3.1	DIN EN 13791:2008 .....	29
3.4.3.2	DIN EN 1990:2010 .....	30
3.4.3.3	Vergleich Auswertung nach DIN EN 13791:2008 bzw. DIN EN 1990:2010 .....	33
3.4.4	Empfohlenes Vorgehen.....	34
<b>4</b>	<b>Untersuchung der Betonfestigkeit an alten / historischen Beton- / Stahlbetonbauwerken.....</b>	<b>36</b>
<b>4.1</b>	<b>Einführung .....</b>	<b>36</b>
<b>4.2</b>	<b>Untersuchungen am Bauwerk .....</b>	<b>37</b>
4.2.1	Ehemaliges Umspannwerk – Sulzbach .....	37
4.2.1.1	Beschreibung des Bauwerks .....	37
4.2.1.2	Durchführung der Untersuchung.....	38
4.2.1.3	Versuchsergebnisse.....	38
4.2.1.4	Statistische Auswertung.....	42
4.2.2	Stützwand Ohmbach Abschnitt I - Pirmasens .....	43
4.2.2.1	Beschreibung des Bauwerks .....	43
4.2.2.2	Durchführung der Untersuchung.....	43
4.2.2.3	Versuchsergebnisse.....	44
4.2.2.4	Statistische Auswertung.....	47
4.2.3	Stützwand Ohmbach Abschnitt II - Pirmasens .....	48
4.2.3.1	Beschreibung des Bauwerks .....	48
4.2.3.2	Durchführung der Untersuchung.....	48
4.2.3.3	Versuchsergebnisse.....	48
4.2.3.4	Statistische Auswertung.....	51
4.2.4	Weserbrücke – Hannoversch Münden .....	52
4.2.4.1	Beschreibung des Bauwerks .....	53
4.2.4.2	Durchführung der Untersuchung.....	53
4.2.4.3	Versuchsergebnisse.....	53
4.2.4.4	Statistische Auswertung.....	55
4.2.5	Tropfkörper Kläranlage Blümeltal I – Pirmasens .....	57
4.2.5.1	Beschreibung des Bauwerks .....	57
4.2.5.2	Durchführung der Untersuchung.....	58

4.2.5.3	Versuchsergebnisse.....	59
4.2.5.4	Statistische Auswertung.....	63
4.2.6	Tropfkörper Kläranlage Blümeltal II – Pirmasens .....	64
4.2.6.1	Beschreibung des Bauwerks .....	64
4.2.6.2	Durchführung der Untersuchung.....	64
4.2.6.3	Versuchsergebnisse.....	65
4.2.6.4	Statistische Auswertung.....	68
4.2.7	Bodenplatte ACO Gusswerk – Kaiserslautern.....	70
4.2.7.1	Beschreibung des Bauwerks .....	70
4.2.7.2	Durchführung der Untersuchung.....	70
4.2.7.3	Versuchsergebnisse.....	71
4.2.7.4	Statistische Auswertung.....	74
4.2.8	Unterführung Voogelwoog I – Kaiserslautern .....	75
4.2.8.1	Beschreibung des Bauwerks .....	76
4.2.8.2	Durchführung der Untersuchung.....	76
4.2.8.3	Versuchsergebnisse.....	77
4.2.8.4	Statistische Auswertung.....	80
4.2.9	Unterführung Vogelwoog II – Kaiserslautern .....	81
4.2.9.1	Beschreibung des Bauwerks .....	81
4.2.9.2	Durchführung der Untersuchung.....	81
4.2.9.3	Versuchsergebnisse.....	82
4.2.9.4	Statistische Auswertung.....	85
4.2.10	Lautertalbrücke A6 – Kaiserslautern .....	87
4.2.10.1	Beschreibung des Bauwerks .....	87
4.2.10.2	Durchführung der Untersuchung.....	88
4.2.10.3	Versuchsergebnisse.....	89
4.2.10.4	Statistische Auswertung.....	98
4.2.11	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse .....	100
<b>4.3</b>	<b>Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit.....</b>	<b>100</b>
4.3.1	DIN EN 1992-1-1 .....	100
4.3.2	Experimentell bestimmte Beziehungen am Bestandstragwerk .....	102
4.3.3	Einflussgrößen .....	102
4.3.3.1	Bauwerksalter .....	102
4.3.3.2	Gesteinskörnung .....	103
4.3.3.3	Karbonatisierungstiefe .....	104
4.3.3.4	Betonierichtung .....	105
4.3.3.5	Dichte 106	
4.3.3.6	Streuung der Druckfestigkeit.....	107
4.3.4	Fazit.....	108

<b>5</b>	<b>Grundlagen der Befestigungstechnik in Beton .....</b>	<b>110</b>
5.1	Befestigungssysteme.....	110
5.2	Versagensarten.....	111
5.3	Bemessungsregeln.....	112
5.3.1	Steel failure – Stahlversagen – $N_{RK,s}$ .....	112
5.3.2	Pull-out failure – Herausziehen – $N_{RK,p}$ .....	113
5.3.3	Concrete cone failure – Betonausbruch – $N_{RK,c}$ .....	113
5.3.4	Splitting failure – Spalten – $N_{RK,sp}$ .....	114
5.4	Gültigkeit der Bemessungsregeln für niederfeste Betone.....	114
<b>6</b>	<b>Versuchsprogramm zur Bewertung der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln in niederfesten Betonen .....</b>	<b>116</b>
6.1	Einführung .....	116
6.2	Wahl der Befestigungsmittel.....	116
6.3	Untersuchungen am Bauwerk .....	116
6.3.1	Allgemeines .....	116
6.3.2	Betoneigenschaften .....	116
6.3.3	Versuchsprogramm.....	117
6.3.4	Ergebnisse.....	119
6.4	Untersuchungen am Referenzbeton.....	121
6.4.1	Allgemeines .....	121
6.4.2	Mischungsentwurf.....	121
6.4.3	Festigkeitsentwicklung .....	122
6.4.4	Versuchsprogramm.....	124
6.4.5	Probekörper .....	128
6.4.6	Ergebnisse.....	130
6.4.6.1	Kopfbolzen KÖCO Typ 13 .....	130
6.4.6.2	Hinterschnittanker Hilti HDA-P .....	135
6.5	Fazit .....	138
<b>7</b>	<b>Fazit und Ausblick .....</b>	<b>139</b>
<b>8</b>	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>141</b>
<b>9</b>	<b>Anlagen.....</b>	<b>145</b>
9.1	Anlage I: Chemische Analyse der Betonproben – Stützwand Mülldeponie Ohmbach, Pirmasens.....	145

<b>9.2</b>	<b>Anlage II: Rückprallhammerprüfung Tropfkörper I nach [DIN EN 12504-2 - 2012]</b> .....	<b>147</b>
<b>9.3</b>	<b>Anlage III: Rückprallhammerprüfung Tropfkörper II nach [DIN EN 12504-2 - 2012]</b> .....	<b>148</b>
<b>9.4</b>	<b>Anlage IV: Übersicht Versuchsdaten der der Bauwerksuntersuchungen</b> .....	<b>149</b>
9.4.1	Eigene Untersuchungen.....	149
9.4.2	Untersuchungen BAW .....	151
<b>9.5</b>	<b>Anlage V: Bauwerksuntersuchungen zur Bestimmung der Betonfestigkeiten</b> .....	<b>153</b>
9.5.1	Umspannwerk Sulzbach .....	153
9.5.1.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	153
9.5.1.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	155
9.5.2	Tropfkörper PS I .....	157
9.5.2.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	157
9.5.2.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	158
9.5.3	Tropfkörper PS II.....	159
9.5.3.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	159
9.5.3.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	161
9.5.4	Vogelwoog I .....	162
9.5.4.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	162
9.5.4.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	163
9.5.5	Vogelwoog II .....	164
9.5.5.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	164
9.5.5.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	165
9.5.6	Bodenplatte ACO .....	166
9.5.6.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	166
9.5.6.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	167
9.5.7	Weserbrücke.....	168
9.5.7.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	168
9.5.7.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	169
9.5.8	Stützwand Ohmbach I.....	170
9.5.8.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	170
9.5.8.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	172
9.5.9	Stützwand Ohmbach II.....	174
9.5.9.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	174
9.5.9.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit.....	175
9.5.10	Lautertalbrücke (aktuelle Untersuchung).....	176
9.5.10.1	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit.....	176

9.5.10.2	Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit .....	178
<b>9.6</b>	<b>Anlage VI: Überprüfung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen .....</b>	<b>180</b>
<b>9.7</b>	<b>Anlage VII: Hilti HSC-A .....</b>	<b>181</b>
<b>9.8</b>	<b>Anlage VIII: KÖCO Kopfbolzen .....</b>	<b>182</b>
<b>9.9</b>	<b>Anlage IX: Hilti HDA-P .....</b>	<b>184</b>
<b>9.10</b>	<b>Anlage X: Setz- / Prüfprotokolle Hinterschnittanker Hilti HSC-A M10x40 .....</b>	<b>185</b>
<b>9.11</b>	<b>Anlage XI: Setz- / Prüfprotokolle Hinterschnittanker Hilti HDA-P M10x80 .....</b>	<b>186</b>

# 1 Einführung

## 1.1 Begründung des Forschungsprojekts

In den letzten Jahren fand im Baubereich eine deutliche Strukturveränderung statt. Sowohl im Wohnungs- als auch im Nichtwohnungsbau gibt es eine deutliche Verschiebung hin zu Baumaßnahmen im Gebäudebestand.

Nach Ergebnissen einer Untersuchung des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung betrafen im Jahr 2010 mehr als drei Viertel der Gesamtinvestition im Wohnungsbau bereits bestehende Wohngebäude. Der Anteil des Wohnungsneubaus am gesamten Wohnungsbauvolumen betrug 2010 nur 22 %. Im Jahr 2000 hingegen betrug der Anteil des Neubauvolumens an den gesamten Wohnungsbauleistungen noch 42 %. Mitte der 90er Jahre fanden sogar noch über die Hälfte der Wohnungsbauminvestitionen im Neubau statt.

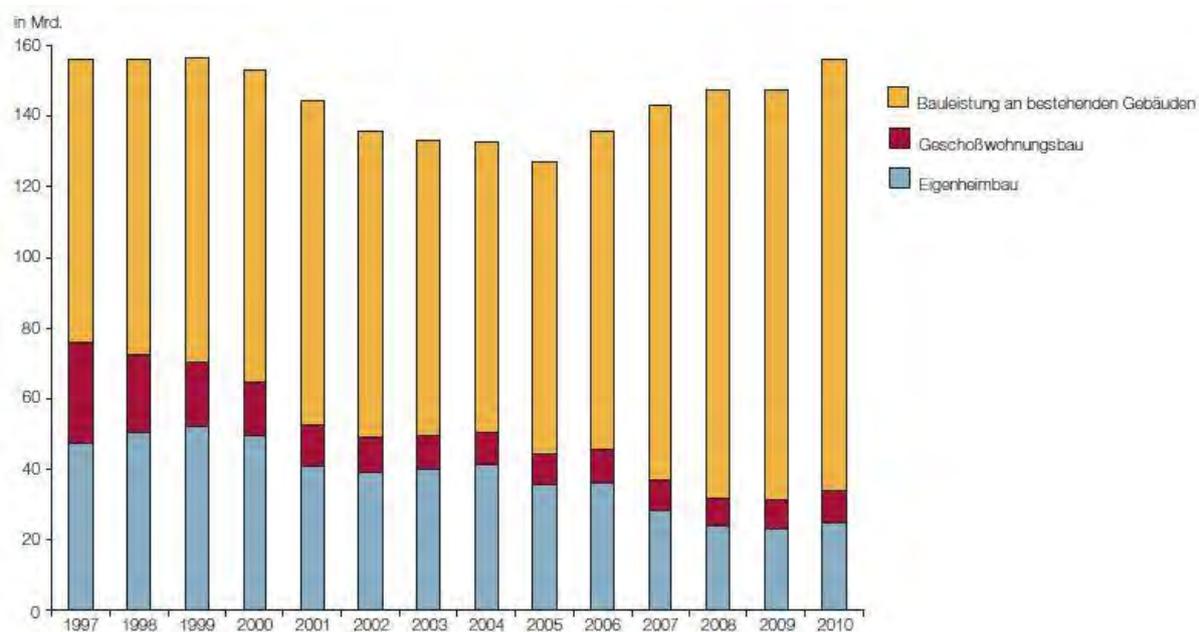


Abb. 1-1 Struktur der Wohnungsbauleistungen in Deutschland zu jeweiligen Preisen in Mrd. Euro nach Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung 2011

Im Nichtwohnungsbereich fand in den letzten Jahren eine ähnliche Entwicklung statt, wobei auch hier der Trend zu Bestandsbauten deutlich ist. Hier machten im Jahr 2010 die Neubauten nur etwa ein Drittel des Gesamtinvestitionsvolumens im Nichtwohnungsbau aus. Folglich entfielen auf Bestandsmaßnahmen etwa zwei Drittel der Investitionssumme. Im Jahr 2002 herrschte hingegen noch ein ausgeglichenes Verhältnis zwischen Neubau und Bestandsmaßnahmen.

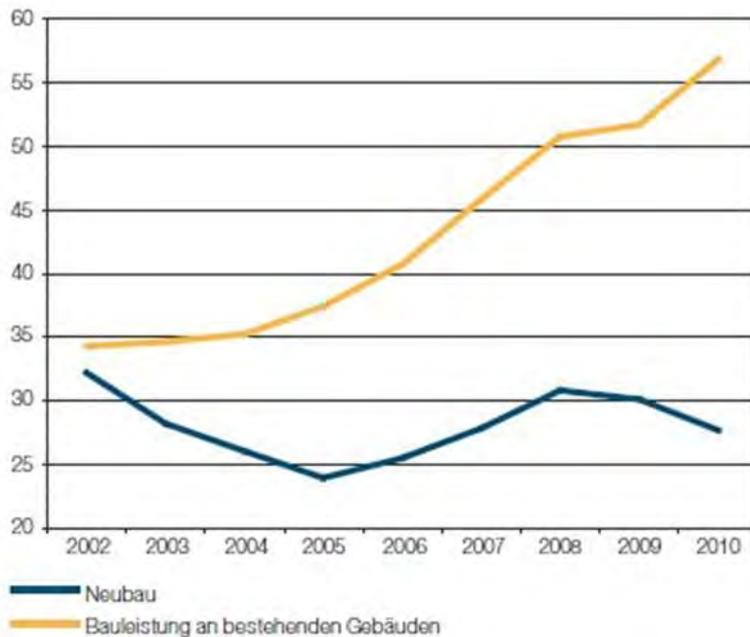


Abb. 1 2 Entwicklung des Bauvolumens bei Nichtwohnungsgebäuden in Deutschland zu jeweiligen Preisen in Mrd. Euro nach Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung 2011

Somit stellen historische Gebäude einen wichtigen Sonderfall mit zunehmender Bedeutung im Bauwesen dar. Gesicherte Erkenntnisse der aktuellen Bauteil- und Baustoffeigenschaften könnten dem Erhalt und der Weiternutzung historischer Gebäude dienen, wodurch auch der Verbrauch nicht-erneuerbarer Ressourcen vermindert wird, was nicht zuletzt von großer volkswirtschaftlicher Bedeutung ist.

Speziell die Entwicklung der Betonzugfestigkeit ist bisher noch unzureichend erforscht. Die Betonzugfestigkeit ist über die bekannte Korrelation der 28-Tage-Druck- und Zugfestigkeit für nach DIN EN 206 hergestellte Betone, bei vielen Nachweisen, u. a. auch bei der Bemessung von Befestigungsmitteln, implizit enthalten.

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{(2/3)} \quad (1-1)$$

Jedoch ist die Gültigkeit dieser Beziehung für Bestandsbetone, nicht zuletzt wegen Nacherhärtung, Mikrorissbildung und weiteren last- und zeitabhängigen Einflüssen fraglich und darf keinesfalls ohne Weiteres unterstellt werden.

Beispielhaft werden beim Bauen im Bestand zur Befestigung von Fassaden, feuerhemmenden Unterdecken und eingeborhter Anschlussbewehrung, Befestigungen in alten, meist niederfesten Betonen, benötigt, wobei die Betonzugfestigkeit die Tragfähigkeit des Befestigungsmittels maßgeblich beeinflusst. Derzeit wird die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln über Zulassungen geregelt, welche ausnahmslos von einer Mindestbetonfestigkeitsklasse von C20/25 ausgehen. Für Betone mit einer Festigkeitsklasse < C20/25 existiert derzeit keine Bemessungsgrundlage.

Im zuvor genannten Vorhaben soll daher eine statistisch abgesicherte Grundlage für eine zuverlässige Beschreibung von Altbetonen und ein sicherheitstheoretisch unterlegtes Bemessungskonzept für Befestigungsmittel in alten, niederfesten Betonen erarbeitet werden.

## 1.2 Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat

Das Projekt wird seitens des BBR begleitet von:

### **Dipl.-Ing. Steffen Kisseler**

Kisseler Ing  
Prälat-Marschall-Str. 95  
42781 Haan  
Tel.: +49 2104 7830835  
[steffen.kisseler@ing.kisseler.de](mailto:steffen.kisseler@ing.kisseler.de)

Als weitere Mitglieder des Beratergremiums / der Arbeitsgruppe wurden berufen:

### **Jun.-Prof. Dr.-Ing. Catherina Thiele**

Technische Universität Kaiserslautern  
Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion  
Paul-Ehrlich-Straße – Gebäude 14  
67663 Kaiserslautern  
Tel.: +49 631 205-3833  
[catherina.thiele@bauing.uni-kl.de](mailto:catherina.thiele@bauing.uni-kl.de)

### **Dipl.-Ing. Detlef Bigalke**

MKT  
Auf dem Immel 2  
67685 Weilerbach  
Tel.: +49 6374 9116-97  
[Detlef.Bigalke@mkt-duebel.de](mailto:Detlef.Bigalke@mkt-duebel.de)

### **Dipl.-Ing. Andreas Bucher**

72178 Waldachtal  
Tel.: +49 7443 12-4783  
[Andreas.Bucher@fischer.de](mailto:Andreas.Bucher@fischer.de)

### **Dipl.-Ing. Michael Rößle**

HILTI  
Hiltistraße 6  
86916 Kaufering  
Tel.: +49 8191 90 6437  
[Michael.Roessle@hilti.com](mailto:Michael.Roessle@hilti.com)

## 1.3 Danksagung

Die Verfasser bedanken sich bei den Mitgliedern des Wissenschaftlichen Beirats für die zahlreichen wertvollen fachlichen Anregungen.

Ein weiterer besonderer Dank gilt der Stadtverwaltung Pirmasens, der Stadtverwaltung Sulzbach, der ACO Guss GmbH sowie dem Landesbetrieb Mobilität Kaiserslautern für die Bereitschaft alte Bauwerke für die Untersuchungen im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes zur Verfügung zu stellen.

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung (BBR) gefördert (Aktenzeichen: II 3-F20-12-1-005 / SWD-10.08.18.7-13.01). Zusätzlich wurde das Projekt durch die Firmen Fischer, Hilti und MKT sowohl in wissenschaftlicher als auch in finanzieller Form unterstützt.

## 2 Statistische Grundlagen

### 2.1 Vorbemerkung

Bauwerke müssen während ihrer vorgesehenen Nutzungsdauer allen möglichen Einwirkungen, gleichwohl ob mechanischer, chemischer, biologischer oder klimatischer Art, denen sie während des Baus und der Nutzung ausgesetzt sind, und Einflüssen mit ausreichender Zuverlässigkeit standhalten und darüber hinaus die geforderten Gebrauchseigenschaften aufweisen. Wobei in diesem Zusammenhang unter Zuverlässigkeit die Eigenschaft verstanden wird, die vorgesehene Funktion für die beabsichtigte Nutzungsdauer mit ausreichend hoher Wahrscheinlichkeit zu erfüllen. Gleichzeitig darf die Tragfähigkeit im Laufe der Lebensdauer nicht durch Umwelteinflüsse, die z. B. Bewehrungskorrosion auslösen oder das Betongefüge angreifen, vermindert werden. Im aktuellen Normenkonzept können somit die Anforderungen an bauliche Anlagen mit drei Begriffen zusammengefasst werden: Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit [Zilch - 2010].

Maßnahmen zur Gewährleistung der Tragwerkssicherheit lassen sich in verschiedene Strategien einteilen. Eine Möglichkeit bietet die Schaffung eines ausreichenden Sicherheitsabstandes zwischen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit. Weitere Möglichkeiten stellen Maßnahmen zur Vermeidung menschlicher Fehler, wie z. B. Überwachung bei der Bauausführung, sowie zur Begrenzung des Schadensausmaßes (z. B. ausreichende Versagensankündigung durch übermäßige Verformungen oder deutlich sichtbare Risse) dar [Spaethe - 1987].

In diesem Zusammenhang ist dem Begriff „Sicherheit“ eine besondere Bedeutung zuzuordnen. Sicherheit ist nicht in einer bestimmten Einheit messbar, sondern sie stellt einen qualitativen Begriff dar, der vielmehr ein individuelles Gefühl beschreibt, welches stark von der Wertvorstellung der Gesellschaft und den Umgebungsbedingungen abhängig ist. Ein Zustand absoluter Sicherheit ist nicht erreichbar, wie an den immer wieder auftretenden Schadensfällen erkennbar ist. Es bleibt immer ein gewisses Restrisiko bestehen. Im Bauwesen versteht man unter dem Begriff Sicherheit die Beschränkung des Risikos für Personenschäden auf vergleichbar kleine und akzeptierte Werte.

Der Grundgedanke beim baulichen Konstruieren besteht darin, den Bauwerkswiderstand  $R$  (engl.: Resistance) stets größer oder zumindest gleich groß als die einwirkende Beanspruchung  $E$  (engl.: Effect) zu halten, um eine ausreichende Sicherheit zu gewährleisten. Da sowohl Einwirkung, als auch Widerstand wie z. B. Last-, Geometrie- und Materialparameter um einen bestimmten Wert schwanken, bedient sich das Ingenieurwesen zur Modellierung dieser Schwankungen und Unsicherheiten der Wahrscheinlichkeitstheorie.

Die oben genannten Parameter sind keine deterministische Größen, die repräsentative Werte zur Tragwerksberechnung liefern, sondern vielmehr Eingangsparameter (Basisvariablen / Zufallsvariablen), die einer statistischen Verteilung unterliegen. Dadurch können die bei einer probabilistischen Berechnung erzeugten Ergebnisse ebenfalls als statistische Verteilungen angegeben werden und liefern eine Aussage über die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$ . Zum besseren Verständnis und der leichteren Nachvollziehbarkeit werden in den folgenden Kapiteln zunächst wichtige statistische Grundlagen erläutert.

## 2.2 Einführung und Begriffsdefinitionen

### 2.2.1 Stochastische Verteilung

Bestimmt man experimentell z. B. die Betondruckfestigkeit, so ergeben sich für mehrere Messungen / Probekörper eine Reihe voneinander abweichender Messergebnisse. Man spricht in diesem Zusammenhang auch von einer Streuung der Werte. Ordnet man die Ergebnisse Intervallen der Messgröße zu und stellt diese als Säulen der Häufigkeit dar, so erhält man ein Histogramm (Stufenfunktion) (Abb. 2-1). Durch Aufsummieren der relativen Häufigkeiten des Histogramms ergibt sich eine Summenlinie der Häufigkeiten (Treppenfunktion). In diesem Zusammenhang spricht man von einer diskreten Zufallsgröße  $X_i$  weil sie nur endlich oder abzählbar viele Werte annehmen kann; d. h. z. B. für den Fall der Prüfung der Betondruckfestigkeit kann diese nur so viele Werte annehmen, wie es Probekörper gibt. Solch eine Stichprobe liefert je nach Umfang nur ein mehr oder weniger genaues Abbild der Grundgesamtheit, für das zuvor erläuterte Beispiel also der Gesamtheit aller möglichen Ergebnisse bei Betondruckfestigkeitsprüfungen an quasi unendlich vielen Probekörpern. Mit zunehmendem Umfang gehen Histogramm und Summenlinie in stetige Verläufe über, die durch die mathematischen Funktionen Verteilungsdichte  $f_X(x)$  und Verteilungsfunktion  $F_X(x)$  beschrieben werden.

Die Begriffe Verteilungsfunktion und –dichte werden im folgenden Abschn. 2.3 näher erläutert.

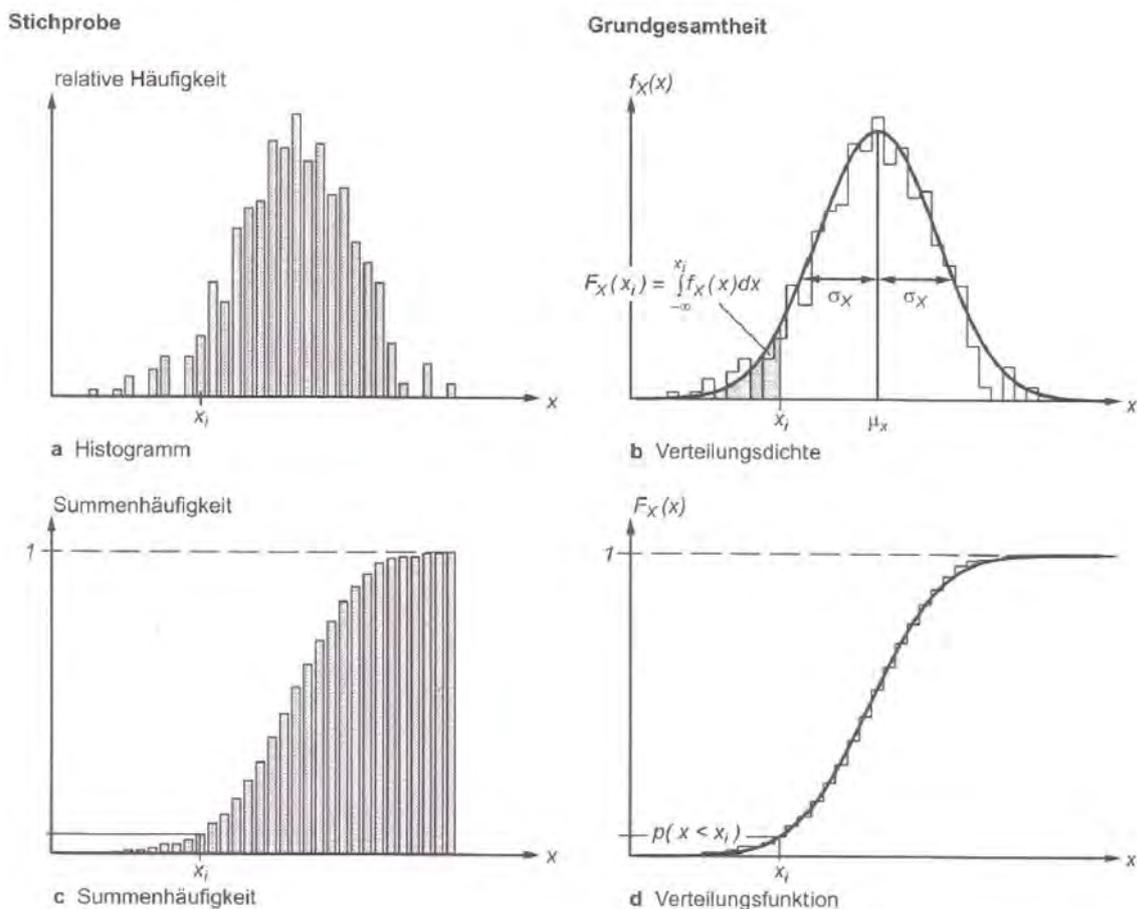


Abb. 2-1 Diskrete empirische Verteilung einer Stichprobe und mathematische Verteilung der zugehörigen Grundgesamtheit nach [Zilch - 2010]

### 2.2.2 Versagenswahrscheinlichkeit

Unter der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  ist die Wahrscheinlichkeit zu verstehen, dass innerhalb eines Bezugszeitraumes  $T$  ein Grenzzustand überschritten wird. Umgekehrt beschreibt die Überlebenswahrscheinlichkeit  $P_s$  die Wahrscheinlichkeit, dass innerhalb eines Zeitraumes  $T$  ein Grenzzustand nicht überschritten wird.  $P_s$  stellt das zu  $P_f$  komplementäre Ereignis dar [Spaethe - 1987], d. h.

$$P_f + P_s = 1 \quad (2-1)$$

In diesem Zusammenhang beschreibt der Grenzzustand bzw. die Grenzzustandsfunktion eine Gleichung, in Abhängigkeit verschiedener Material- und Geometrieparameter, Einwirkungen, Modellunsicherheiten sowie Umweltbedingungen etc., den sogenannten Basisvariablen  $X_i$

$$Z = R - E = g(x) = G(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) \quad (2-2)$$

Versagen tritt ein, wenn  $Z < 0$  ist; für  $Z \geq 0$  befindet sich das Tragwerk im sicheren Zustand.

Zur besseren Verständlichkeit werden diese Zusammenhänge in Abb. 2-2 schematisch dargestellt.

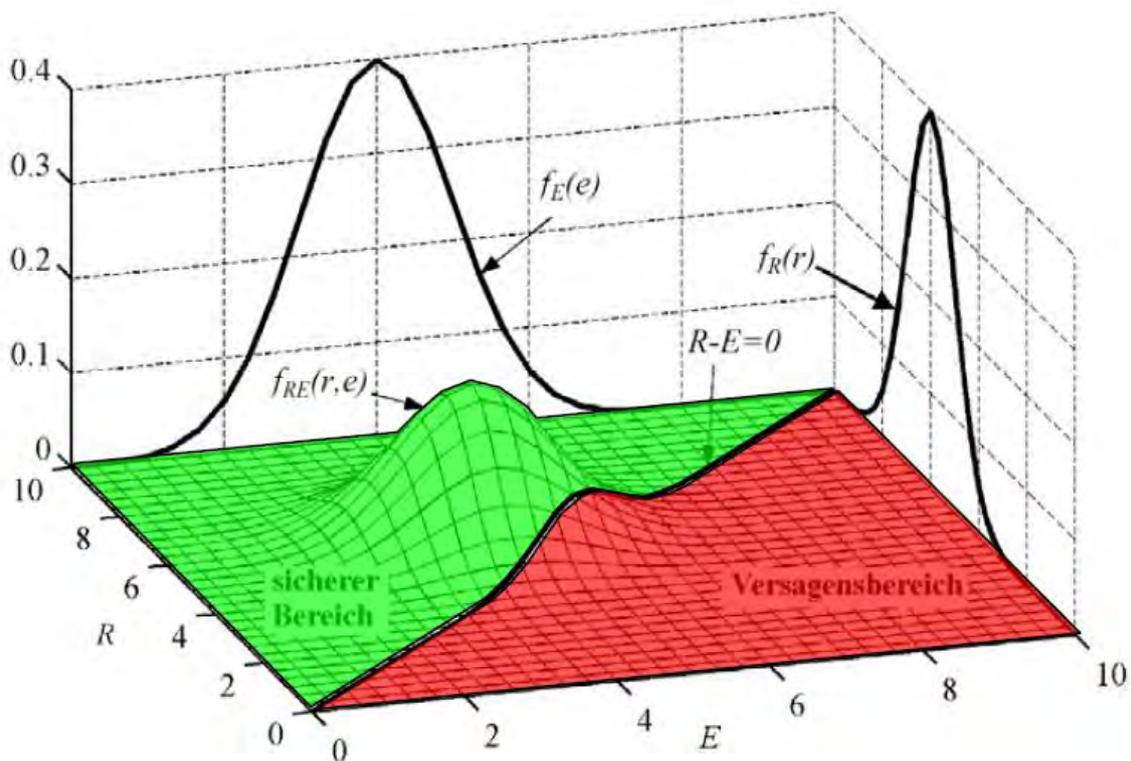


Abb. 2-2 Darstellung der gemeinsamen Verteilungsdichte  $f_{RE}$ , der Randverteilungsdichten  $f_R$  und  $f_E$ , der Grenzzustandsfunktion  $Z = R - E$  sowie des Versagensbereiches nach [Hausmann - 2007]

Die Funktionen  $f_E(e)$  und  $f_R(r)$  stellen dabei die Randverteilungsdichten dar. Die gemeinsame Verteilungsdichte  $f_{RE}(r,e)$  wird durch die Grenzzustandsfunktion  $Z = R - E$  in einen sicheren und einen unsicheren Bereich, dem sog. Versagensbereich aufgeteilt. Grafisch entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  dem Volumen der Verteilungsdichte  $f_{RE}(r,e)$  im Bereich, in dem  $Z = R - E < 0$  gilt.

## 2.3 Verteilungsfunktionen stetiger Zufallsvariablen

### 2.3.1 Allgemeines

Die bereits zuvor genannten Einflussgrößen (Last-, Geometrie- und Materialparameter) werden als Basisvariablen bezeichnet. Je feingliedriger die einzelnen Parameter unterteilt werden, desto präziser kann die Beurteilung einer Gegebenheit, z. B. eines Grenzzustandes, erfolgen. Eine Berücksichtigung aller Einflussgrößen würde die Beschreibung eines Grenzzustandes jedoch sehr komplex machen. Diese Gegebenheit soll am Beispiel eines einfachen Stahlbetonbalkens erläutert werden:

Die Tragfähigkeit des Balkens ist abhängig von seinen Querschnittsabmessungen, dem Bewehrungsgrad sowie der Stahlzug- und der Betondruckfestigkeit. Hierbei steht z. B. die Betondruckfestigkeit wieder in unmittelbarer Abhängigkeit von der Festigkeit des Zements und der Zuschläge, dem Wasser-Zement-Wert, der Verarbeitungsbedingungen wie z. B. Verdichtung und Nachbehandlung, der Umgebungstemperatur beim Erhärten, etc.

Da in vielen Fällen die Gesamtheit der Einflussgrößen nicht bekannt ist und z. T. auch gar nicht quantifizierbar ist, macht es Sinn, nur die wesentlichen Basisvariablen zu erfassen. Folglich ist die genaue Größe bestimmter Basisvariablen unklar und stellt ein physikalisches Zufallsereignis dar. Dieses Phänomen wird auch mit dem Begriff der Zufallsvariablen beschrieben.

Allgemein versteht man unter einer Zufallsvariable eine Funktion  $X$ , die jedem Elementarereignis  $\omega \in \Omega$  eine reelle Zahl  $X(\omega)$  zuordnet:

$$X: \omega \rightarrow X(\omega) \in \mathbb{R} \quad (2-3)$$

Den Wert  $\omega$ , den die Zufallsvariable  $X$  bei der Durchführung des Zufallsexperimentes annimmt, nennt man Realisation von  $X$ . Durch die Funktion  $X$  wird dann diesem Elementarereignis ein reeller Zahlenwert zugeordnet. Die einer Zufallsvariable zugeordnete Grundgesamtheit  $\Omega$  umfasst alle Elemente / Werte, die zu ihr gehören sollen und besteht aus allen Realisierungen einer Zufallsvariable, gleichwohl ob endlicher oder unendlicher Anzahl. Im Nachfolgenden werden nur stetige Zufallsvariablen behandelt, für die eine Verteilungsfunktion existiert; d. h. sie kann bei einem Versuch jeden Zahlenwert aus einem oder mehreren vorgegebenen Intervallen einer Zahlenachse annehmen (vgl. [Fischer - 2010]; [Braml - 2010]; [Hartung - 2005]).

Zum besseren Verständnis des Begriffs Verteilung werden zunächst nach [Hilsberg - 1997] die Begriffe Verteilungsfunktion und Verteilungsdichte wie folgt definiert:

Es sei  $X$  eine Zufallsgröße. Die Funktion  $F$ , die jeder reellen Zahl  $x$  die Wahrscheinlichkeit  $P(X \leq x)$  zuordnet, heißt **Verteilungsfunktion von  $X$**  (siehe Abb. 2-1). Es ist also:

$$F(x) = P(X \leq x), x \in \mathbb{R} \quad (2-4)$$

Eine Zufallsgröße  $X$  heißt stetig, wenn es eine nichtnegative Funktion  $f$  derart gibt, dass:

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad (2-5)$$

für alle  $x \in \mathbb{R}$  ist. Die Funktion  $f$  heißt **Dichtefunktion von  $X$**  (siehe Abb. 2-1) [Hilsberg - 1997].

Somit entspricht die Dichtefunktion  $f(x) = f_x$  der ersten Ableitung der Verteilungsfunktion  $F(x) = F_x$ :

$$f(x) = \frac{\partial F(x)}{\partial x} \quad (2-6)$$

Die Verteilungsfunktion an der Stelle  $x_i$ , also der Wert  $F(x_i)$ , entspricht somit der Größe der Fläche oberhalb der x-Achse, die unterhalb des Graphen der Funktion  $f(x)$  zwischen  $-\infty$  und  $x_i$  liegt. Die Größe der Gesamtfläche zwischen dem Graphen von  $f(x)$  und der x-Achse beträgt gerade eins.

Wichtige Eigenschaften von Verteilungsfunktion und Verteilungsdichte sind somit:

$$f(x) \geq 0$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1$$

$$\lim_{x \rightarrow -\infty} F(x) = 0$$

$$\lim_{x \rightarrow +\infty} F(x) = 1$$

$F(x)$  ist monoton steigend

Die stochastischen Verteilungen können dabei durch nachfolgenden Formeln / Werte beschrieben werden, die auch als statistische Momente bezeichnet werden:

- Mittel-/Erwartungswert

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_x(x) dx \quad (2-7)$$

- Varianz oder Streuung

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 \cdot f_x(x) dx \quad (2-8)$$

- Standardabweichung

$$\sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \quad (2-9)$$

- Variationskoeffizient

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2-10)$$

Für die Anwendung im Bauwesen sind nach aktueller Normung die charakteristischen Werte von Zufallsvariablen von Bedeutung, welche auch als Quantilwerte bezeichnet werden.  $x_p$ , auch als  $p$ -Quantil bezeichnet, gibt den Wert an, der mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit  $p$  unterschritten bzw. überschritten wird [Zilch - 2010].

### 2.3.2 Normalverteilung, $N(\mu, \sigma)$

Die Normalverteilung (auch Gauß-Normalverteilung) ist eine der wichtigsten Verteilungsfunktionen, nicht zuletzt der Tatsache wegen, dass in Natur und Technik viele Größen beobachtet werden, die der Normalverteilung folgen, bzw. ihr sehr ähnlich sind. Diese Erscheinung kann mit dem zentralen Grenzwertsatz der Wahrscheinlichkeitsrechnung erklärt werden:

Wenn eine Zufallsgröße als Summe einer großen Anzahl voneinander unabhängiger Summanden aufgefasst werden kann, von denen jeder zur Summe nur einen unbedeutenden Beitrag liefert, so ist diese Zufallsgröße annähernd normalverteilt [Spaethe - 1987].

Die symmetrische Dichtefunktion der Normalverteilung, die wegen ihrer Form (siehe Abb. 2-3) auch als Gauß'sche Glockenkurve bezeichnet wird, berechnet sich wie folgt:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad (2-11)$$

Für die Verteilungsfunktion gilt:

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] dx \quad (2-12)$$

Der Abstand zwischen Wendepunkt der Verteilungsdichte und Mittelwert  $\mu_x$  entspricht der Standardabweichung  $\sigma_x$  (siehe Abb. 2-1). Ihrer beidseitig unbegrenzter Symmetrie zum Mittelwert wegen, lässt sich die Normalverteilung allein durch die zwei Parameter Mittelwert  $\mu_x$  und Standardabweichung  $\sigma_x$  vollständig beschreiben; auch bezeichnet als  $N(\mu; \sigma)$ .

Normiert man die Verteilung auf  $\mu_x = 0$  und  $\sigma_x = 1$ , so erhält man die Standardnormalverteilung (siehe Abb. 2-3), für deren Verteilungsdichte  $f_u(u) = \varphi_u(u)$  und Verteilungsfunktion  $F_u(u) = \Phi_u(u)$  mit  $-\infty \leq u \leq +\infty$  geschrieben werden kann. Die Normierung erfolgt durch die Transformation

$$u = \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \quad (2-13)$$

Somit ergibt sich die Verteilungsdichte zu:

$$f_u(u) = \varphi_u(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}u^2\right] \quad (2-14)$$

und die Verteilungsfunktion zu:

$$F_u(u) = \Phi_u(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left[-\frac{1}{2}u^2\right] du \quad (2-15)$$

[Fischer - 2010], [Spaethe - 1987]

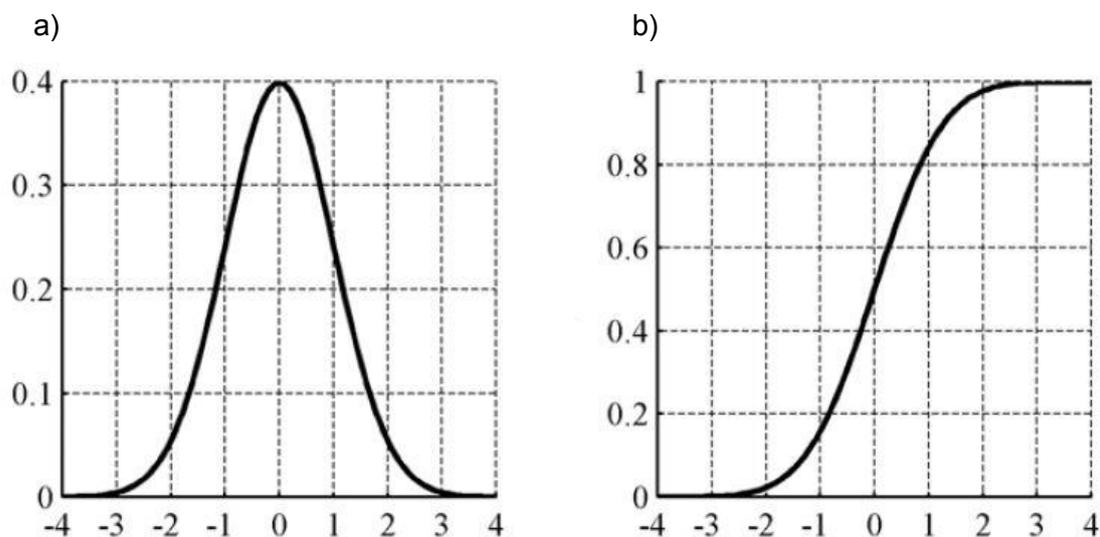


Abb. 2-3 a) Verteilungsdichte und b) Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung  $N(0;1)$  [Fischer - 2010]

Die für das Bauwesen sehr bedeutenden Quantilwerte  $x_p$  normalverteilter Größen berechnen sich nach folgender Gleichung:

$$x_p = \mu_x + K_p \times \sigma_x \quad (2-16)$$

Der Faktor  $K_p$ , auch als Quantilfaktor bezeichnet, ist für Normalverteilungen tabelliert. Durch die Symmetrie der Verteilungsdichte gilt:

$$K_p(x_p) = -K_p(x_{1-p}) \quad (2-17)$$

Speziell für die Bemessung wichtigen 5%- und 95%-Quantile gilt:  $K_p = \pm 1,645$ .

### 2.3.3 Log-Normalverteilung, LN ( $\lambda$ ; $\zeta$ )

Eine Log-Normalverteilung liegt vor, wenn der natürliche Logarithmus  $\ln$  einer Zufallsvariable  $X$ , d. h.  $\ln X$ , normalverteilt ist.  $X$  selbst, folgt dann einer logarithmischen Normalverteilung. Dies ist z. B. der Fall, wenn Werte einer Messreihe nicht symmetrisch um einen Wert angeordnet sind, sondern die Verteilung eine Schiefe aufweist. Durch logarithmieren kann dann oft erreicht werden, dass die Verteilung der logarithmierten Werte nahezu symmetrisch ist und sogar einer Normalverteilung gut angepasst ist.

Mathematisch lässt sich der Zusammenhang zwischen einer normalverteilten Variablen  $Y$  und einer log-normalverteilten Variablen  $X$  wie folgt formulieren:

$$Y = \ln X \tag{2-18}$$

bzw.

$$X = e^Y \tag{2-19}$$

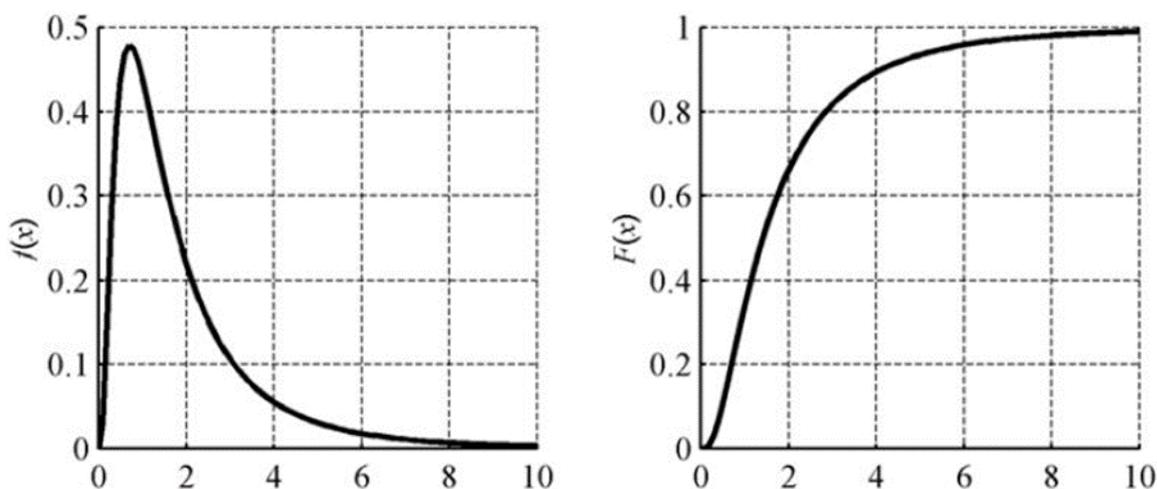


Abb. 2-4 Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer log-normalverteilten Zufallsvariablen [Fischer - 2010]

Eine logarithmische Zufallsvariable ist nur für positive Werte definiert. Die Verteilungsdichte  $f(x)$  und die Verteilungsfunktion  $F(x)$  einer log-normalverteilten Zufallsvariablen (siehe Abb. 2-4) berechnen sich nach folgenden Gleichungen:

für  $x > 0$

$$f(x) = \frac{1}{\zeta \times x \times \sqrt{2\pi}} \times \exp\left[-\frac{1}{2} \times \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] = \frac{1}{\zeta \times x} \times \phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right) \tag{2-20}$$

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\zeta \times x \times \sqrt{2\pi}} \times \exp\left[-\frac{1}{2} \times \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] dx = \Phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right) \tag{2-21}$$

Mit den Parametern:

$$\lambda = E[\ln x] = \mu_{\ln x} = \ln \mu_x - \frac{1}{2} \sigma_{\ln x}^2$$

$$\zeta^2 = E[(\ln x - \lambda)^2] = \sigma_{\ln x}^2 = \ln(1 + v_x^2)$$

Daraus folgen die ersten beiden statistischen Momente zu:

$$\mu_x = E[X] = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right) \tag{2-22}$$

$$\sigma_x^2 = E[(X - \mu_x)^2] = \mu_x^2 [\exp(\zeta^2) - 1] \quad (2-23)$$

Da die Log-Normalverteilung nur positive Werte liefert, wird sie meist bei Zuverlässigkeitsuntersuchungen von Tragwerken für die stochastische Modellierung von Materialfestigkeiten eingesetzt (vgl. [Braml - 2010]; [Hartung - 2005]).

### 2.3.4 Gumbel-Verteilung / Extremwertverteilung Typ I

Für die Tragwerkszuverlässigkeit ist Typ I der Extremwertverteilungen für Größtwerte von großer Bedeutung. Die in beiden Richtungen unbegrenzte Verteilung, wird auch als Gumbel-Verteilung bezeichnet (siehe Abb. 2-5).

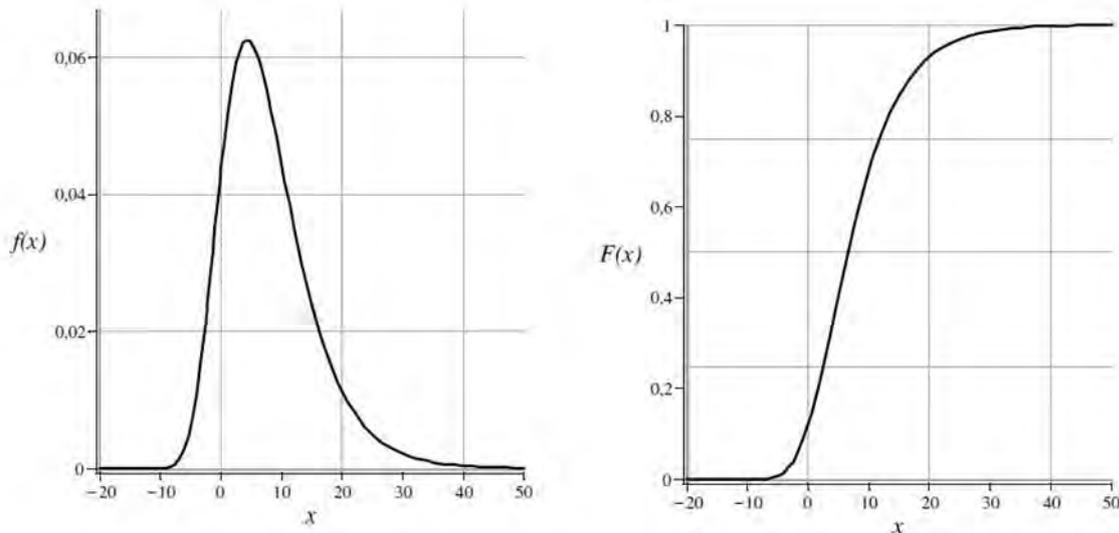


Abb. 2-5 Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion einer Gumbelverteilung [Braml - 2010]

Ihre Wahrscheinlichkeitsdichte- und Verteilungsfunktion berechnen sich wie folgt:

$$f(x) = a \times \exp[-a \times (x - u) - \exp(-a \times (x - u))] \quad (2-24)$$

$$F(x) = \exp[-\exp(-a \times (x - u))] \quad (2-25)$$

Neben Gumbel-Verteilung, wird der Typ I der Extremverteilungen auch als doppelte Exponentialverteilung bzw. Doppelsexponentialverteilung bezeichnet. Die beiden Parameter  $u$  und  $a$  berechnen sich wie folgt:

$$u = \mu_x - \frac{\gamma \times \sqrt{6}}{\pi} \times \sigma_x$$

$$a = \frac{\pi}{\sigma_x \times \sqrt{6}}$$

mit der Euler-Konstanten

$$\gamma = 0,57721\dots$$

Die ersten beiden statistischen Momente ergeben sich zu:

$$\mu_x = u + \frac{\gamma}{a} \quad (2-26)$$

$$\sigma_x = \frac{\pi}{a \times \sqrt{6}} \quad (2-27)$$

Im Bauingenieurwesen wird die Gumbel-Verteilung speziell für die stochastische Modellierung der Maximalwerte zeitlich veränderlicher Einwirkungen wie z. B. Nutzlasten in Gebäuden,

Wind- und Schneelasten in einem längeren Zeitintervall verwendet. Für Kleinstwerte wird die nachfolgend vorgestellte Extremwertverteilung Typ III, auch als Weibull-Verteilung bezeichnet, verwendet (vgl. [Spaethe - 1997]; [Braml - 2010]).

### 2.3.5 Weibull-Verteilung / Extremwertverteilung Typ III

Im Gegensatz zur asymptotischen Gumbel-Verteilung ist die Weibull-Verteilung mit dem Wert  $x_0$  in Richtung der interessierenden Extremwerte begrenzt. Sie wird unter anderem zur Darstellung von Lasten mit oberen Grenzen und zur Modellierung von Festigkeitseigenschaften und der Lebensdauer von ermüdungsbeanspruchten Bauteilen verwendet, wobei der Wert  $x_0$  bei der Vorhersage der Ermüdungslebensdauer der Anzahl der Lastzyklen, vor deren Erreichen überhaupt eine Schädigung des Mikrogefüges des Werkstoffs auftreten kann, entspricht.

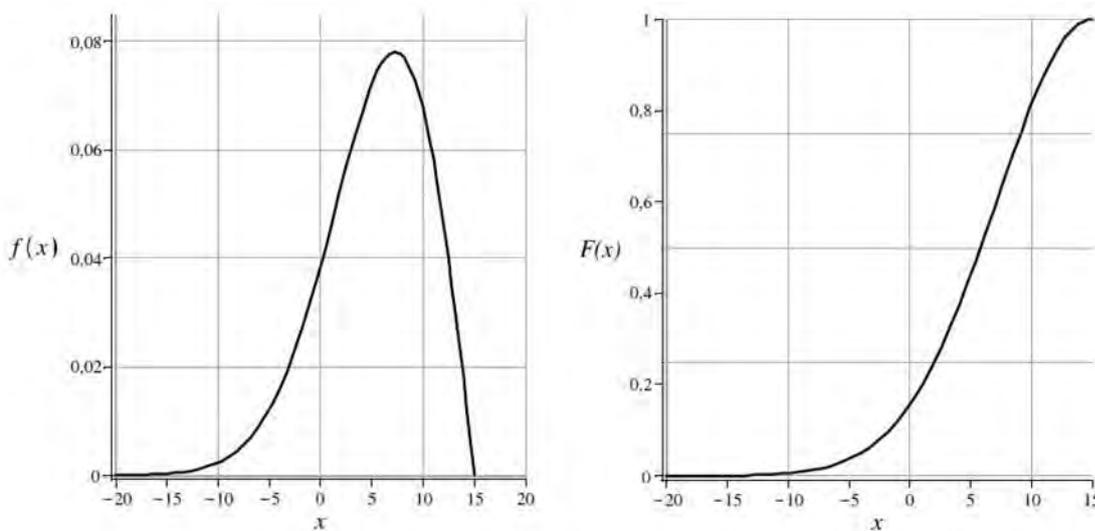


Abb. 2-6 Verteilungsdichte und Verteilungsfunktion der Weibull-Verteilung [Braml - 2010]

Nach [Plate - 1993] berechnet sich die Dichtefunktion, der in Abb. 2-6 dargestellten Weibull-Verteilung zu:

$$f(x) = s \times \lambda (x - x_0)^{s-1} \exp[-\lambda (x - x_0)^s] \quad (2-28)$$

Verteilungsfunktion für Größtwerte  $x_0 \leq x \leq \infty$ :

$$F(x) = \exp[-\lambda (x_0 - x)^s] \quad (2-29)$$

Verteilungsfunktion für Kleinstwerte  $-\infty < x \leq x_0$ :

$$F(x) = 1 - \exp[-\lambda (x - x_0)^s] \quad (2-30)$$

### 3 Betonfestigkeit

#### 3.1 Festigkeitsarten

Die Festigkeit eines Baustoffs gibt dessen Widerstandsvermögen gegen eine Beanspruchung an und stellt somit eine zentrale Bemessungsgröße dar. Speziell für Beton lassen sich folgende Festigkeitsarten unterscheiden:

- Druckfestigkeit
- Zentrische Zugfestigkeit
- Biegezugfestigkeit
- Spaltzugfestigkeit

##### 3.1.1 Betondruckfestigkeit

Die Beschreibung des Verhaltens und der Zusammensetzung von Beton kann auf drei verschiedenen, hierarchischen Ebenen betrachtet werden (Abb. 3-1). Als feinste Unterteilung beschreibt die Mikro-Ebene Struktur und Eigenschaften des Zementsteins. Auf der nächst größeren Ebene, der Meso-Ebene, wird das Zusammenwirken von Zementstein und Zuschlag betrachtet. Maßgebend für Planung und Bemessung von Tragwerken ist die Makro-Ebene, welche den Werkstoff Beton auf Bauteilniveau als homogenen Werkstoff betrachtet; Voraussetzung eines homogenen Baustoffs bedingt allerdings ausreichend große Abmessungen des Bauteils im Vergleich zum verwendeten Größtkorn [Zilch - 2010].

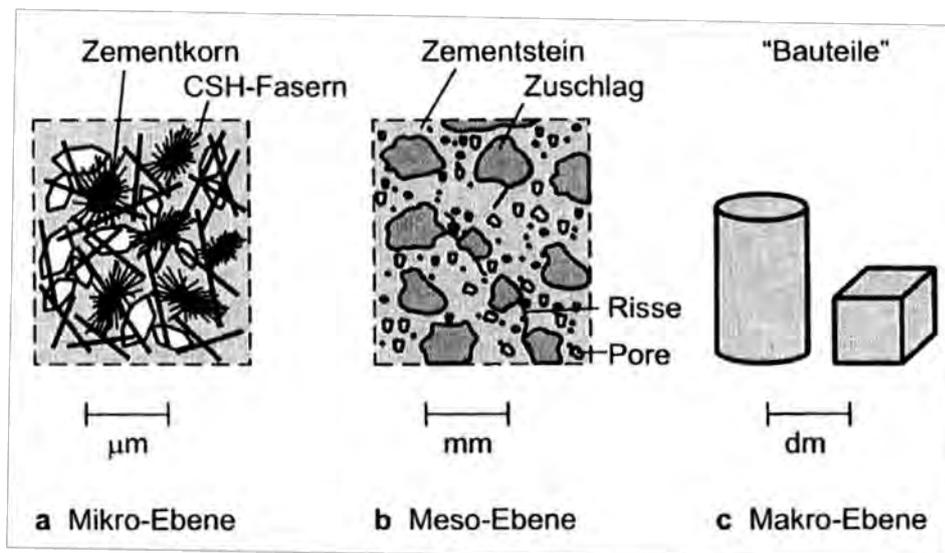


Abb. 3-1 a-c Betrachtungsebenen der Struktur und des Verhaltens von Beton [Zilch - 2010]

Zur Beschreibung des Tragverhaltens von erhärtetem Beton eignen sich besonders Modelle auf Meso-Ebene. Dabei wird der Beton als Zweiphasensystem, bestehend aus den Komponenten Zuschlag und Matrix beschrieben, welche durch ihr Zusammenwirken die Eigenschaften des Festbetons bestimmen.

Die Verteilung der Lasten auf Zuschläge und Matrix wird maßgeblich durch das Steifigkeitsverhältnis von Zuschlag und Zementmatrix beeinflusst. Bei Normalbetonen bis zu einer Festigkeitsklasse von C50/60 liegen Festigkeit und Steifigkeit der Zuschläge meist über denen der Zementmatrix. Äußerlich aufgebrachte Druckspannungen verlaufen daher nicht gleichförmig, sondern werden vor allem über die Zuschläge übertragen. Es bilden sich sogenannte Stützkräfte zwischen dem Zuschlag (Abb. 3-2). Durch die Abweichung dieser

Stützkraft von der von außen aufgeprägten Richtung, entstehen senkrecht zu den Druckspannungsrichtungen Querkzugspannungen. Der dadurch hervorgerufene räumliche Spannungszustand versagt, wenn die zu den Stützkraften gehörenden Schub- und Zugspannungen die von der Kontaktfläche zwischen Zementstein und Zuschlag aufnehmbaren Spannungen übersteigen. Nachdem zunächst Risse um die Zuschlagkörner herumlaufen, führt eine weitere Laststeigerung zur Auflockerung des Betongefüges und schließlich zum Bruch.

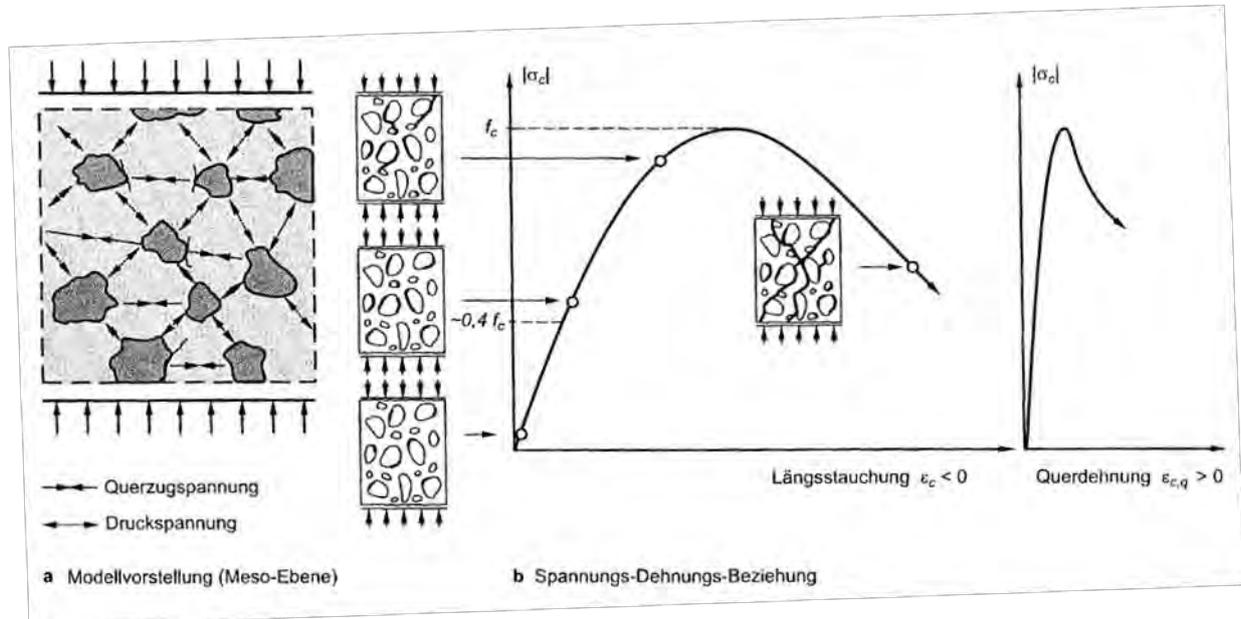


Abb. 3 2 a,b Modell des Tragverhaltens von Normalbeton [Zilch - 2010]

Zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit wird die Makro-Ebene betrachtet. Die experimentelle Untersuchung des Tragverhaltens druckbeanspruchten Betons, erfolgt durch zentrische Druckversuche. Wird die einachsiale Druckfestigkeit des Betons ermittelt, so gibt diese den Höchstwert der im Beton vorhandenen Druckspannungen an. Dabei wird die Belastung des Probekörpers so lange monoton gesteigert, bis es schließlich zum Bruch kommt. Da diese Versuche innerhalb weniger Minuten durchgeführt werden, wird die so ermittelte Druckfestigkeit als Kurzzeitdruckfestigkeit bezeichnet.

Üblicherweise wird für die Festigkeit des Betons die 28-Tage-Festigkeit angegeben, welche nach normgemäßer Lagerung an speziell für die Prüfung der Betondruckfestigkeit hergestellten Prüfkörpern, bestimmt wird. Zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit der Ergebnisse verschiedener Prüfungen, werden Probekörper und Rahmenbedingungen der Prüfung (Betonalter, Lagerungsbedingungen, klimatische Bedingungen und Versuchsdurchführung) in der Normenreihe DIN EN 12390 festgelegt.

Die Bemessungsgleichungen nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] beziehen sich auf die Festigkeitsklassen nach [DIN EN 206 - 14] (siehe Tab. 3-1), wobei die Betone anhand ihrer 28-Tage-Druckfestigkeit in Festigkeitsklassen eingeteilt werden. Dabei wird der untere charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck}$  für die Bemessung verwendet. Die charakteristische Betondruckfestigkeit ist nach [DIN EN 1990 - 2010] als 5%-Quantil der Grundgesamtheit definiert, also als Wert mit bestimmter Auftretenswahrscheinlichkeit bei unbegrenzter Probenzahl.

Tabelle 3-1 Druckfestigkeitsklassen für Normal- und Schwebeton nach [DIN EN 206 - 14]

Druckfestigkeitsklasse	Charakteristische Mindestfestigkeit von Zylindern $f_{ck,cyl}$ N/mm <sup>2</sup>	Charakteristische Mindestfestigkeit von Würfeln $f_{ck,cube}$ N/mm <sup>2</sup>
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60
C55/67	55	67
C60/75	60	75
C70/85	70	85
C80/95	80	95
C90/105	90	105
C100/115	100	115

Die Betondruckfestigkeit wird nach der Normenreihe DIN EN 12390 üblicherweise an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm oder an Zylindern mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm geprüft. Die am Probekörper ermittelte Druckfestigkeit  $f_c$  lässt sich nach [DIN EN 12390-3 - 2009] mit folgender Gleichung (3-1) bestimmen.

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (3-1)$$

mit:

$F$  Höchstkraft beim Bruch, in N;

$A_c$  Fläche des Probequerschnitts, auf den die Druckbeanspruchung wirkt, in mm<sup>2</sup>

Das Ergebnis eines Druckversuchs wird maßgeblich durch die Schlankheit des Probekörpers beeinflusst [Zilch - 2010]. Bedingt durch den größeren Einfluss der Querdehnungsbehinderung ergeben sich bei kleiner Schlankheit, d. h. bei kleinem Verhältnis der Höhe zur Kantenlänge der Grundfläche bzw. zu deren Durchmesser, höhere Werte für die Druckfestigkeit als bei größerer Schlankheit.

Der Zusammenhang zwischen der Würfeldruckfestigkeit, getestet an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm  $f_{ck,cube,150}$  bzw. an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm  $f_{ck,cube,200}$  und der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck,cyl}$ , die an einem Normzylinder mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm ermittelt wurde, wird nach [DIN EN 206 - 14] mit den folgenden Gleichungen beschrieben:

$$f_{ck,cube,200} = 0,95 \times f_{ck,cube,150} \quad (3-2)$$

$$f_{ck,cyl} = 0,82 \times f_{ck,cube,150} \quad (3-3)$$

### 3.1.2 Betonzugfestigkeit

In ihrer Bedeutung wird die Betonzugfestigkeit häufig der Betondruckfestigkeit untergeordnet, was sich hauptsächlich damit begründen lässt, dass die Ermittlung der Betondruckfestigkeit wesentlich einfacher ist als die der Betonzugfestigkeit. Im Vergleich zur Druckfestigkeit, ist die Festigkeit von Beton bei Zugbeanspruchung mit lediglich 5 bis 15% der Festigkeit bei einachsialer Druckbeanspruchung gering [Zilch - 2010].

Der Verlauf der Hauptspannungstrajektorien eines Betons unter Zugbeanspruchung ist vergleichbar mit dem zuvor beschriebenen Spannungsverlauf für Beton unter Druckbeanspruchung. Lediglich die Vorzeichen der Hauptspannungstrajektorien sind vertauscht (siehe Abb. 3-3).

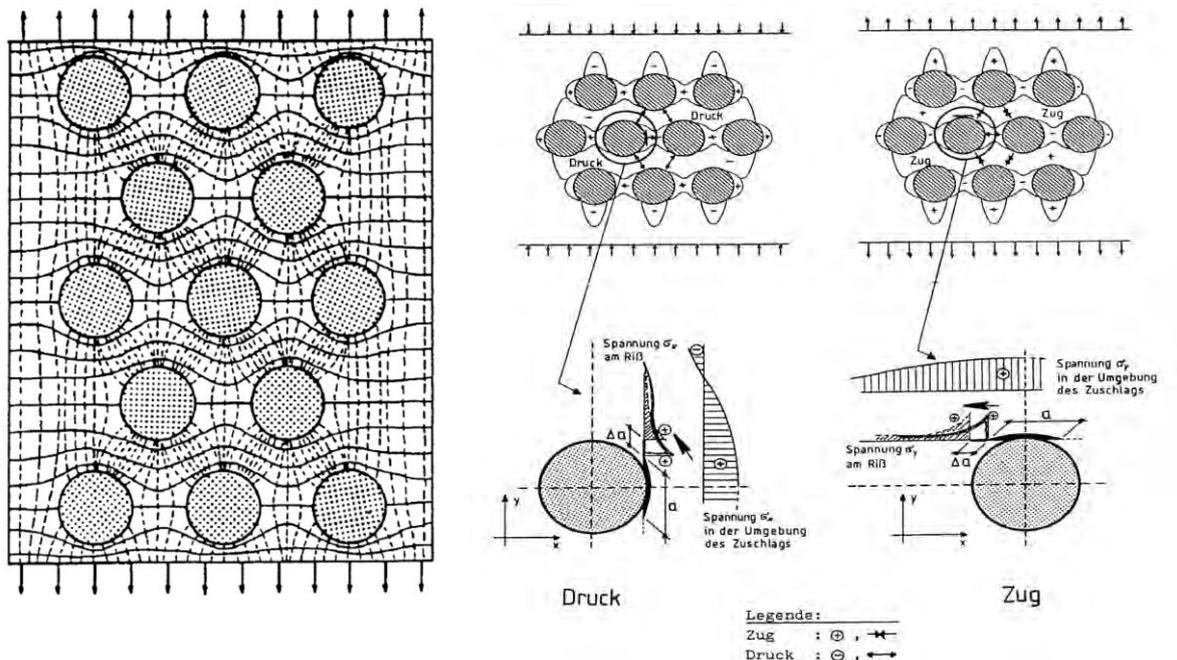


Abb. 3-3 Hauptspannungstrajektorien und Spannungsverteilung unter Druck- und Zugbeanspruchung [Weigler - 1987]

Ein Versagen des Betons aufgrund von Druckspannungen geht letztlich mit einem Versagen des Betons durch Überschreitung der Zugfestigkeit einher. In vielen Bemessungsgleichungen, bei denen es sich meist um empirisch ermittelte Gleichungen handelt, wird die Zugfestigkeit des Betons nur über das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Zugfestigkeit berücksichtigt.

Unter Zugbeanspruchung verhält sich normalfester Beton bis zu etwa 70% der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  annähernd linear elastisch. In diesem Bereich lässt sich die Steifigkeit gut durch den für druckbeanspruchten Beton abgeleiteten Tangentenmodul  $E_{com}$  beschreiben [Zilch - 2010].

Wird die Last weiter gesteigert, kommt es zu einem Wachstum der bereits im unbelasteten Zustand vorhandenen Mikrorisse. Senkrecht zur Beanspruchungsrichtung vereinigen sich die Mikrorisse sukzessive in einem begrenzten Bereich, der sog. Rissprozesszone, zu einem deutlich erkennbaren Makroriss. Eine Übertragung von Zugspannungen ist durch die rissüberbrückende Wirkung der Zuschläge möglich. Bei normalfesten Betonen bis zu einer Festigkeitsklasse von C50/60 verlaufen diese Makrorisse üblicherweise entlang der Kontaktflächen von Matrix und Zuschlag [Zilch - 2010].

Zunächst sind die Dehnungen bei elastischem Verhalten noch gleichmäßig über die Probekörperlänge verteilt. Bei weiterer Laststeigerung kommt es in der Rissprozesszone durch

die Mikrorissvereinerung zu einem überproportionalen Anstieg der Dehnungen. Man spricht von einer sog. Lokalisierung (vgl. Abb. 3-4) [Zilch - 2010].

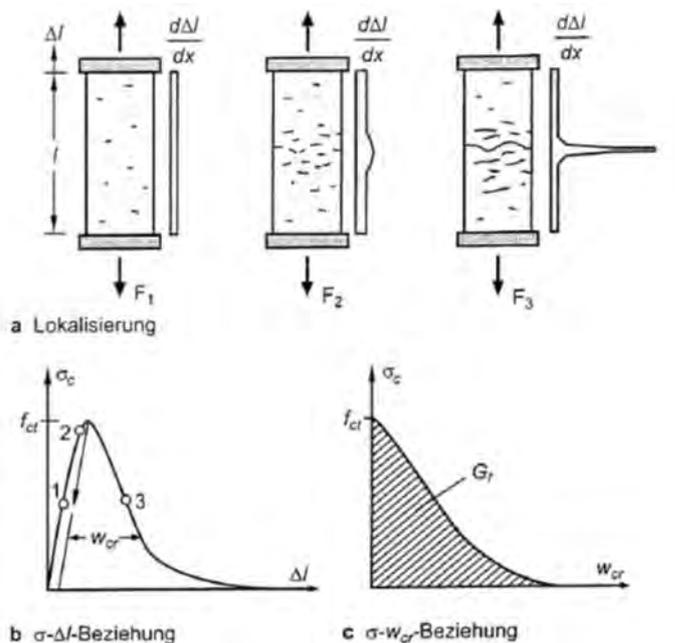


Abb. 3-4 Beton unter Zugbeanspruchung [Zilch - 2010]

Bei verformungsgesteuerten Versuchen fällt die  $\sigma - \Delta l$  - Linie nach dem Erreichen der Höchstspannung  $f_{ct}$  stetig bis zur vollständigen Trennung der Rissufer ab. Der in Abb. 3-4b dargestellte Verlauf der  $\sigma - \Delta l$  - Linie im Nachbruchbereich, d. h. ab dem Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  beinhaltet neben der nahezu elastischen Zugdehnung des Betons außerhalb der Rissprozesszone, zusätzlich noch die Verlängerung der Prozesszone selbst, bzw. die Öffnung  $w_{cr}$  des Makrorisses.

$$\Delta l = \frac{\sigma_c}{E_c} \times l + w_{cr} \quad (3-4)$$

Die in Abb. 3-4c dargestellte Beziehung entspricht der um die elastische Dehnung bereinigten  $\sigma - \Delta l$  - Linie. Die so von der Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung eingeschlossene Fläche entspricht der Bruchenergie  $G_f$ .  $G_f$  beschreibt als Materialeigenschaft des Betons die Energie, die erforderlich ist um einen Trennriss über eine Einheitsfläche zu erzeugen [Zilch - 2010].

Nach [CEB/FIP - 1993] kann  $G_f$  mit folgender Gleichung berechnet werden:

$$G_f = G_{f0} \times \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (3-5)$$

mit:

$$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2 \text{ (Bezugswert)}$$

$$G_{f0} \text{ Grundwert der Bruchenergie in N/mm}^2 \text{ in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers } d_g$$

- = 0,025 für  $d_g = 8 \text{ mm}$
- = 0,030 für  $d_g = 16 \text{ mm}$
- = 0,038 für  $d_g = 32 \text{ mm}$

Häufig wird im Zusammenhang mit der Bruchenergie auch die charakteristische Länge  $l_{ch}$  nach Hillerborg verwendet. Bildlich entspricht sie der halben Länge eines zentrisch gezogenen Betonkörpers, dessen gespeicherte elastische Energie  $G_e$  bei  $\sigma_c = f_{ct}$  identisch ist mit der zur

Erzeugung eines Trennrisses erforderlichen Bruchenergie  $G_f$ .  $l_{ch}$  steht in dem in Gleichung (3-6) beschriebenen Zusammenhang mit der Bruchenergie  $G_f$ :

$$l_{ch} = \frac{G_f \times E_c}{f_{ct}^2} \quad (3-6)$$

mit

$E_c$      Elastizitätsmodul des Betons

$f_{ct}$      Zugfestigkeit des Betons

Beträgt die Probenlänge  $2 \times l_{ch}$ , wird bei Erreichen der Zugfestigkeit wegen  $G_e = G_f$  die elastische Energie schlagartig freigesetzt und es kommt zur Trennung des Körpers.

Bei der charakteristischen Länge  $l_{ch}$  handelt es sich um eine Materialkonstante, welche die Sprödigkeit des Werkstoffes angibt. Für Beton beträgt  $l_{ch}$  200 bis 400 mm. Mit zunehmender Festigkeit wird die charakteristische Länge  $l_{ch}$  kleiner [Zilch - 2010].

Grundsätzlich bauen die Bemessungsregeln nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] auf der zentrischen Zugfestigkeit des Betons  $f_{ct}$  auf. Da eine Lasteinleitung frei von Exzentrizität nur schwierig realisierbar ist, werden wegen geringerer Fehleranfälligkeit auch die nachfolgend beschriebenen, in Abb. 3-5 dargestellten, Versuche zur Bestimmung der Biegezug- und Spaltzugfestigkeit verwendet.

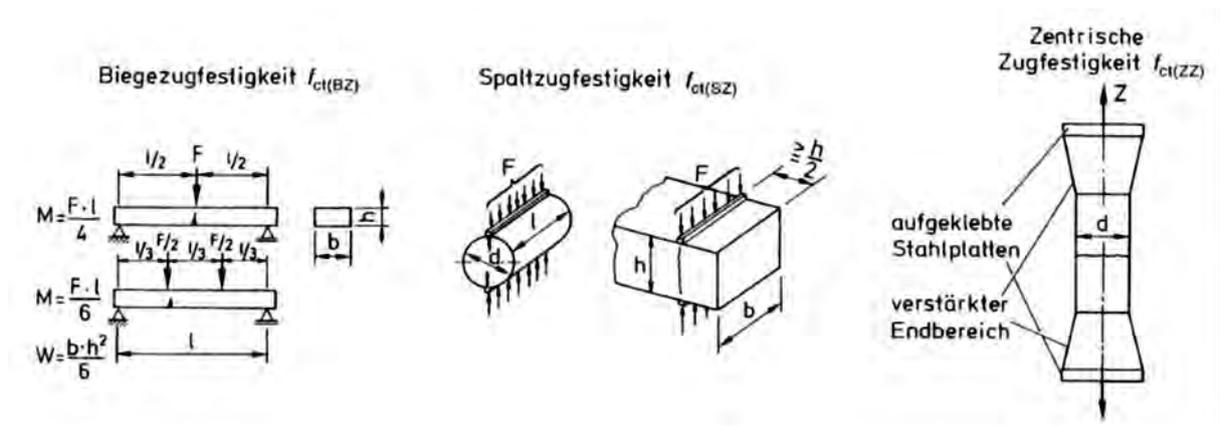


Abb. 3-5 Prüfung der Zugfestigkeit [Grübl - 2001]

### 3.1.2.1 Zentrische Zugfestigkeit

Entsprechend der Belastungsart beschreibt die zentrische Zugfestigkeit die mittlere Zugspannung über den Querschnitt, eines axial auf Zug beanspruchten Probekörpers. Sie kommt der tatsächlich vorliegenden Zugfestigkeit des Betons am nächsten und wird daher u. a. auch in den Bemessungsregeln nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] verwendet.

Bei der Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit ist besonders auf eine exzentrizitätsfreie Lasteinleitung zu achten. Dies kann z. B. mittels aufgeklebter Stahlplatten erfolgen. Die aufgeklebten Stahlplatten behindern jedoch die Querkontraktion im Lasteinleitungsbereich, wodurch ein dreiachsiger Spannungszustand entsteht. Damit die Probekörper im Lasteinleitungsbereich dadurch nicht vorzeitig versagen, werden die Enden der Probekörper (Zylinder oder Prismen) meist konisch erweitert.

Die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct}$  kann für einen zylinderförmigen Probekörper nach Gleichung (3-7) ermittelt werden.

$$f_{ct} = \frac{4 \times F}{d^2 \times \pi} \quad (3-7)$$

mit:

- $f_{ct}$  zentrische Zugfestigkeit, in N/mm<sup>2</sup>  
 $F$  Höchstlast, in N  
 $d$  Durchmesser des Probekörpers, in mm

### 3.1.2.2 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit beschreibt die maximal aufnehmbare Spannung in der Randfaser eines auf Biegung beanspruchten Querschnitts unter Ansatz der Elastizitätstheorie [Grübl - 2001].

Nach [DIN EN 12390-5 - 2009] kann die Biegezugfestigkeit sowohl anhand eines 3-Punkt-Biegeversuches mit mittigem Lastangriff, als auch anhand eines 4-Punkt-Biegeversuches mit 2-Punkt-Lastangriff ermittelt werden. Dabei müssen die in Abb. 3-6 angegebenen Mindestabstände berücksichtigt werden. Als Probekörper werden Prismen verwendet.

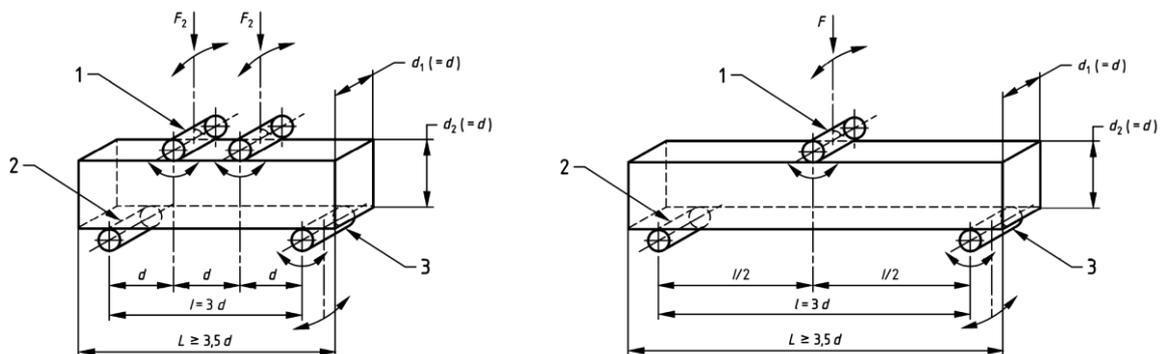


Abb. 3-6 Biegezugfestigkeit [DIN EN 12390-5 - 2009]

Allgemein berechnet sich die Biegezugfestigkeit aus dem maximal aufnehmbaren Biegemoment  $M$  und dem Widerstandsmoment  $W$  des Querschnitts nach folgender Gleichung.

$$f_{ct,fl} = M / W$$

Für den 3-Punkt-Biegeversuch ergibt sich unter Ansatz der Elastizitätstheorie somit die Biegezugfestigkeit nach Gleichung (3-8a):

$$f_{ct,fl} = \frac{3 \times F \times l}{2 \times d_1 \times d_2^2} \quad (3-8a)$$

Die Biegezugfestigkeit des 4-Punkt-Biegeversuches ergibt sich unter Ansatz der Elastizitätstheorie nach Gleichung (3-8b):

$$f_{ct,fl} = \frac{F \times l}{d_1 \times d_2^2} \quad (3-8b)$$

mit

- $f_{ct,fl}$  Biegezugfestigkeit, in N/mm<sup>2</sup>  
 $F$  Höchstlast, in N  
 $l$  Abstand zwischen den Auflagern, in mm  
 $d_{1/2}$  Seitenmaße des Probekörpers, in mm

### 3.1.2.3 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit beschreibt die Zugspannung, die sich beim Versagen eines Probekörpers unter einer Spaltbeanspruchung in der Belastungsebene ergibt [Grübl - 2001].

Nach [DIN EN 12390-6 - 2009] kann die Spaltzugfestigkeit an zylinderförmigen, kubischen und prismatischen Probekörpern bestimmt werden, wobei bei zylinderförmigen Probekörpern das Verhältnis von Länge zu Durchmesser  $\geq 1$  sein sollte. Bei Rechteckquerschnitten sollte das Verhältnis von Höhe zu Breite nicht größer als 1,5 sein [Grübl - 2001].

Die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit erfolgt, indem der Probekörper durch zwei gegenüberliegende parallele Linien entlang seiner Längsachse einer Druckkraft ausgesetzt wird. Dadurch entsteht ein zweiachsiger Spannungszustand bei dem orthogonal zur Richtung der Last Zugspannungen auftreten. In Abb. 3-7 ist die Spannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie dargestellt.

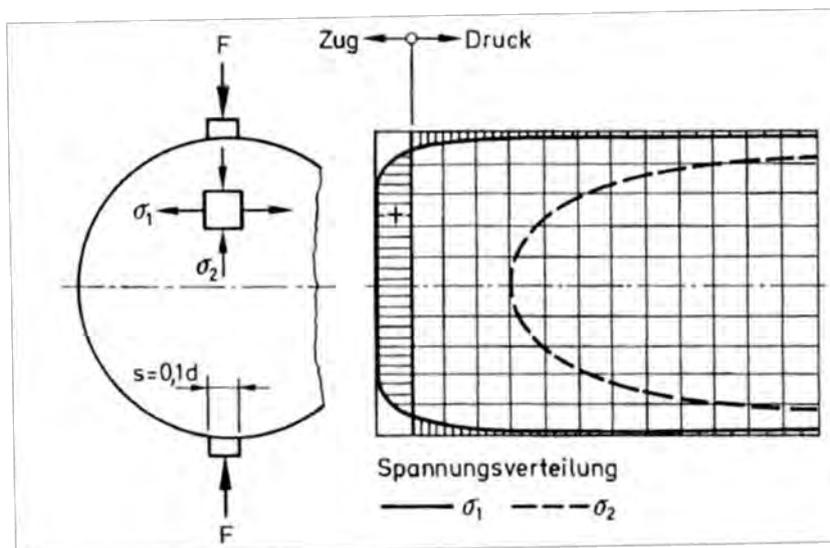


Abb. 3-7 Spannungsverteilung beim Spaltzugversuch [Grübl - 2001]

Die Spaltzugfestigkeit ist nach Gleichung (3-9) zu berechnen:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \times F}{\pi \times l \times d} \quad (3-9)$$

mit:

$f_{ct,sp}$  Spaltzugfestigkeit, in N/mm<sup>2</sup>

$F$  Höchstlast, in N

$l$  Länge der Kontaktlinie des Probekörpers, in mm

$d$  angegebenes Querschnittsmaß (Durchmesser bzw. Prismenhöhe), in mm

## 3.2 Festigkeitsverhältnisse

Allgemein können Verhältniswerte zwischen den einzelnen Prüfmethode der Zugfestigkeit, aber auch zwischen Zug- und Druckfestigkeit angegeben werden. Wobei es grundsätzlich einfacher ist das Verhältnis zwischen den einzelnen Prüfmethode der Zugfestigkeit zu bilden, weil Einflussfaktoren wie z. B. Kornform, Schwindspannungen und Wasser-Zement-Wert Druck- und Zugfestigkeit unterschiedlich beeinflussen [Heilmann - 1969].

Im Folgenden werden die Verhältnisse für Betonfestigkeiten im Alter von 28 Tagen betrachtet.

### 3.2.1 Verhältnis Zug- zu Druckfestigkeit

Wie u. a. in Versuchen von [Heilmann - 1969] ermittelt, besteht zwischen Druck- und Zugfestigkeit kein linearer Zusammenhang. Mit zunehmender Druckfestigkeit nimmt das Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit zu. Dies lässt sich damit begründen, dass Beton mit zunehmender Festigkeit die Tendenz hat zu verspröden, d. h. sowohl der ansteigende als auch der abfallende Ast der Arbeitslinie verlaufen für einen Beton mit höherer Festigkeit steiler, als für einen Beton geringerer Festigkeit.

Dementsprechend werden zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Zug- und Druckfestigkeit in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] die Betonfestigkeitsklassen in zwei Gruppen unterteilt. Nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] kann für Betone mit einer charakteristischen Druckfestigkeit  $f_{ck} \leq C50/60$  der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach folgender Gleichung aus der Druckfestigkeit berechnet werden:

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \quad (3-10)$$

Für Betone mit einer Festigkeitsklasse ab C55/67 gilt der in Gleichung (3-11) beschriebene Zusammenhang:

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (3-11)$$

wobei  $f_{cm}$  den Mittelwert der Druckfestigkeit beschreibt, für den nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] gilt:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$ .

Unter der Annahme eines konstanten Variationskoeffizienten ergeben sich aus dem Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit die 5%- und 95%-Quantilwerte nach folgenden Gleichungen:

$$f_{ct,0,05} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (3-12)$$

$$f_{ct,0,95} = 1,3 \times f_{ctm} \quad (3-13)$$

### 3.2.2 Verhältnis der Zugfestigkeiten

Wird die Betonzugfestigkeit mittels der Spaltzugfestigkeit  $f_{ct,sp}$  bestimmt, so darf nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ct}$  nach Gleichung (3-14) bestimmt werden:

$$f_{ct} = 0,9 \times f_{ct,sp} \quad (3-14)$$

Der Zusammenhang zwischen rechnerischer Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit wird nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] mit Gleichung (3-15) beschrieben:

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h / 1000) \times f_{ctm} \geq f_{ctm} \quad (3-15)$$

Dabei ist:

$h$  Gesamthöhe des Bauteils in mm

$f_{ctm}$  Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit

Nach [Model Code – 10] kann die zentrische Zugfestigkeit näherungsweise nach Gleichung (3-16) berechnet werden:

$$f_{ctm} = \frac{0,06 \times h_b^{0,7}}{1 + 0,06 \times h_b^{0,7}} \times f_{ctm,fl} \quad (3-16)$$

Dabei ist:

$h_b$  Balkenhöhe, in mm

Sowohl die Gleichung nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] als auch die Gleichung nach [Model Code – 10] sind abhängig von der Bauteilhöhe. Dies lässt sich durch die deutlichen

Maßstabseffekte bei Biegezugversuchen erklären. Bei verringerter Bauteilhöhe steigt die Biegezugfestigkeit gegenüber der zentrischen Zugfestigkeit an [Zilch – 10].

### 3.2.3 Festigkeitsverhältnisse in Abhängigkeit der Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen

Neben dem Verhältnis verschiedener Festigkeitsarten, ist auch oft das Verhältnis der Betonfestigkeit in Abhängigkeit der Probekörpergeometrie von Interesse. Der Umrechnungsfaktor für unter Normbedingung hergestellte Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und  $h/d = 2,0$  bezogen auf die charakteristische Festigkeit im Alter von 28 Tagen, ist in [DIN EN 206 - 14] wie folgt angegeben:

$$f_{c,cyl,150} = 0,82 \times f_{c,cube,150} \quad (3-17)$$

mit:

$f_{c,cyl,150}$  Zylinderdruckfestigkeit,  $\varnothing$  150 mm;  $h/d = 2,0$

$f_{c,cube,150}$  Würfeldruckfestigkeit; Kantenlänge 150 mm

Zusätzlich zum Verhältnis zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit ist auch das Verhältnis der Druckfestigkeiten, geprüft an Würfeln mit unterschiedlicher Kantenlänge zu berücksichtigen, da die Betongüte /-festigkeitsklassen nicht in allen Normgenerationen an Würfeln mit gleicher Kantenlänge getestet wurden. Die Unterschiede lassen sich durch die jeweils vorliegende Querdehnungsbehinderung begründen. Bei annähernd identischen Lagerungsbedingungen kann nach [DIN 1045 - 1988] für die Umrechnung zwischen Würfelproben mit einer Kantenlänge von 200 mm und einer Kantenlänge von 150 mm folgender Faktor angegeben werden:

$$\frac{f_{c,cube,200}}{f_{c,cube,150}} = 0,95 \quad (3-18)$$

Zur Berücksichtigung verschiedener Lagerungsarten nach [DIN EN 12390-2 - 2009] kann für Normalbeton bis zu einer Festigkeitsklasse von C50/60 folgender Umrechnungsfaktor angegeben werden

$$\frac{f_{c,cube,150}}{f_{c,dry}} = 0,92 \quad (3-19)$$

Dabei beschreibt  $f_{c,cube,150}$  die Würfeldruckfestigkeit bei Wasserlagerung bzw. in einer Feuchtekammer bei einer relativen Luftfeuchte  $\geq 95$  % nach [DIN EN 12390-2 - 2009]. Nach nationalem Anhang [DIN EN 12390-2 - 2009] können die Probekörper alternativ sieben Tage unter Wasser oder bei einer relativen Luftfeuchte  $\geq 95$  % und anschließend 21 Tage bei Raumklima gelagert werden. An den so gelagerten Probekörpern kann die Festigkeit  $f_{c,dry}$  ermittelt werden.

Die Auswirkung des Feuchtezustands auf die Spaltzugfestigkeit hingegen kann nach [Malárics - 2011] als gering eingestuft werden, weshalb ein weiterer Umrechnungsfaktor an dieser Stelle entfällt.

### 3.3 Festigkeitsentwicklung

#### 3.3.1 Einflussgrößen

Der Begriff Festigkeitsentwicklung beschreibt die Zunahme der Betonfestigkeit mit zunehmendem Alter. Der größte Teil der Betonfestigkeit stellt sich dabei bis zum 28. Tag ein. Der weitere Anstieg der Betonfestigkeit wird als Nacherhärtung bezeichnet. Festigkeiten in einem Alter von weniger als 28 Tagen werden als Frühfestigkeit bezeichnet.

Maßgebenden Einfluss auf die Entwicklung der Festigkeit haben Zement (d. h. Festigkeitsentwicklung des Zementsteins), Wassorzementwert und Erhärtungsbedingungen wie z. B. Temperatur, Feuchte und Nachbehandlung.

Die Entwicklung der Betonfestigkeit wird als relative Festigkeit auf den Wert im Alter von 28 Tagen bezogen.

##### 3.3.1.1 Zement und Wassorzementwert

Die Festigkeitsklasse des Zements hat einen maßgeblichen Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung des Betons. Mit steigender Zementfestigkeitsklasse erhöht sich die relative Frühfestigkeit. Der Festigkeitszuwachs durch Nacherhärtung wird jedoch geringer (siehe Abb. 3-8).

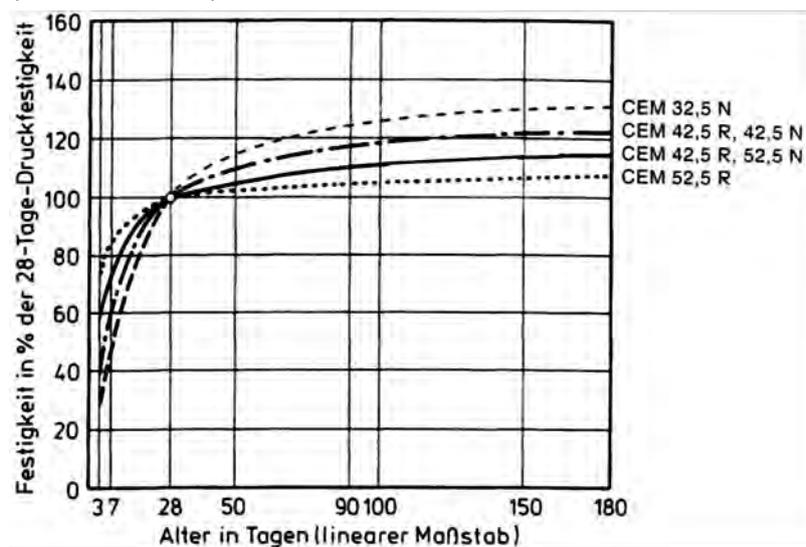


Abb. 3-8 Festigkeitsentwicklung von Betonen aus Zementen verschiedener Festigkeitsklasse [Grübl - 2001]

Weiterhin hat der vorliegende Wassorzementwert einen Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung des Betons. Mit zunehmendem Wassorzementwert sinkt bei sonst gleichen Verhältnissen die relative Frühfestigkeit des Betons (siehe Abb. 3-9).

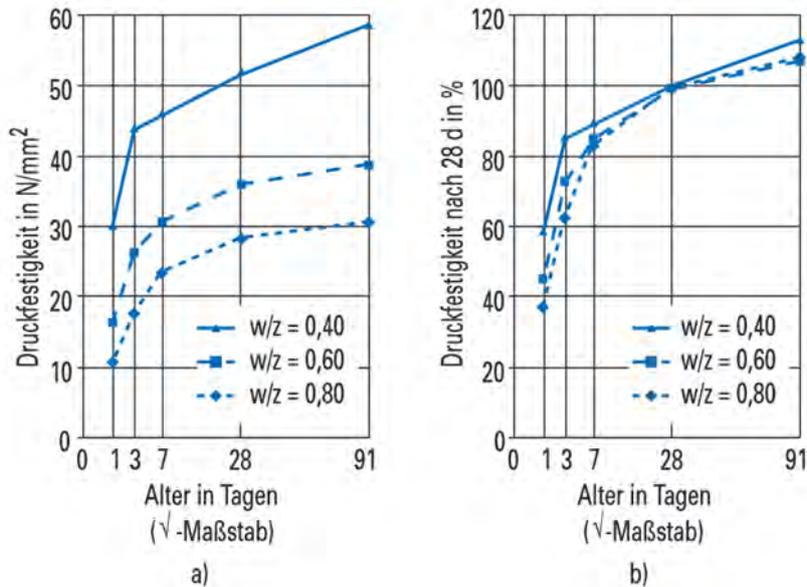


Abb. 3-9 Einfluss des Wasserzementwertes auf die Festigkeitsentwicklung von Betonen – a) absolute Werte; b) relative Werte [VDZ]

### 3.3.1.2 Feuchte

Grundvoraussetzung für eine umfassende Festigkeitsentwicklung des Betons ist ein ausreichendes Wasserangebot für die Hydratation. Nur durch ein ausreichendes Wasserangebot kann es zu einer vollständigen Hydratation des Zementes kommen. Dadurch wird auch die Nacherhärtung von Betonen maßgeblich durch deren Feuchtegehalt bestimmt. In Abb. 3-10 ist der Verlauf der Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit der Lagerungsbedingungen dargestellt. Durch eine feuchte Lagerung kommt es zu einer ausgeprägten Nacherhärtung; bei einer trockenen Lagerung hingegen, kommt die Festigkeitsentwicklung fast zum Stillstand.

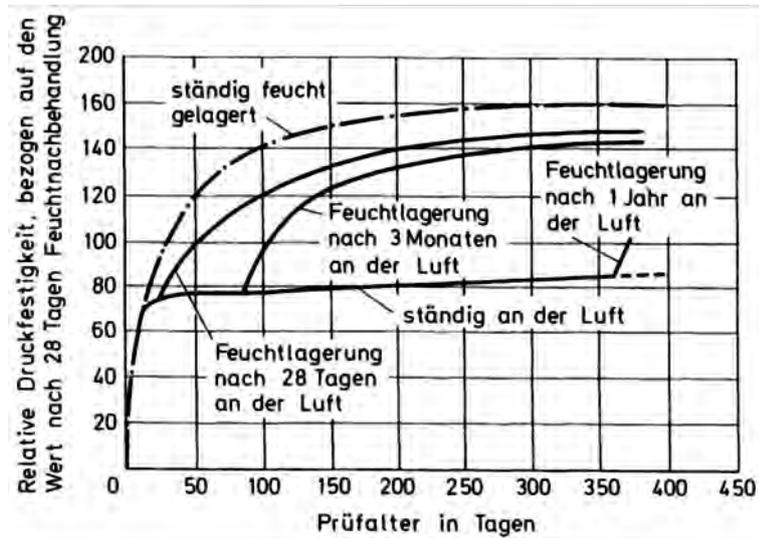


Abb. 3-10 Festigkeitsentwicklung von Betonen in Abhängigkeit der Lagerung [Grübl - 2001]

### 3.3.2 Entwicklung der Festigkeit nach DIN EN 1992-1-1

Zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit in einem Alter von  $t$  Tagen  $f_{ck}(t)$  gibt [DIN EN 1992-1-1 - 2011] für bestimmte Bauzustände folgende Zusammenhänge an:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8[\text{N/mm}^2] \text{ für } 3 \leq t \leq 28 \text{ Tage} \quad (3-20)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{für } t \geq 28 \text{ Tage} \quad (3-21)$$

Zusätzlich beschreibt [DIN EN 1992-1-1 - 2011] den Zusammenhang zwischen der mittleren Betondruckfestigkeit im Alter von  $t$  Tagen und dem Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen. Dabei werden zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit im Alter von  $t$  Tagen Zementtyp, Temperatur und Lagerungsbedingungen berücksichtigt. Der in folgender Gleichung beschriebene Zusammenhang darf nur bei einer Lagerung nach [DIN EN 12390-2 - 2009] angewandt werden.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3-22)$$

Wobei sich  $\beta_{cc}(t)$  nach folgender Gleichung ergibt:

$$\beta_{cc}(t) = e^{s[1-\sqrt{28/t}]}$$

mit:

$f_{cm}(t)$  mittlere Betondruckfestigkeit im Alter von  $t$  Tagen

$f_{cm}$  Mittelwert der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen

$t$  Betonalter in Tagen

$s$  Beiwert in Abhängigkeit der Festigkeitsklasse des Zementes

= 0,20 für CEM 42,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R

= 0,25 für CEM 32,5 R und CEM 42,5 N

= 0,38 für CEM 32,5 N

Ein vergleichbarer Zusammenhang wird in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] für die zeitabhängige Entwicklung der Betonzugfestigkeit angegeben, wobei die Entwicklung der Betonzugfestigkeit stark von den Trocknungsbedingungen, der Nachbehandlung und der Bauteilgröße beeinflusst werden. Die mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons im Alter von  $t$  Tagen ergibt sich nach folgender Gleichung (3-23):

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \times f_{ctm} \quad (3-23)$$

mit:

$f_{ctm}(t)$  mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons im Alter von  $t$  Tagen

$f_{ctm}$  Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons nach 28 Tagen

$\alpha$  = 1 für  $t < 28$  Tage

= 2/3 für  $t \geq 28$  Tage

Für  $\beta_{cc}(t)$  gilt dabei oben angegebene Gleichung.

### 3.4 Bestimmung der charakteristischen Bauwerksfestigkeit

#### 3.4.1 Allgemeines

Zur Bewertung und zum Nachweis der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke wegen Umbaus oder Umplanung, werden die charakteristischen Materialeigenschaften der verwendeten Baustoffe benötigt. Diese Informationen können u. a. durch Bauwerksuntersuchungen gewonnen werden, da die „in situ“ Bauteilfestigkeit von zahlreichen zeitabhängigen Faktoren

sowie den Auswirkungen der Ausführung und örtlichen Gegebenheiten beeinflusst wird und somit nicht ohne Weiteres mit der geplanten Druckfestigkeitsklasse des Betons gleichgesetzt werden kann. Dazu stehen sowohl direkte/zerstörende als auch indirekte/zerstörungsfreie Prüfverfahren zur Verfügung.

Zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeiten werden aufgrund des meist beschränkten Umfangs der Stichprobe statistische Verfahren/Näherungsverfahren benötigt. Derzeit ist in Deutschland die Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen in [DIN EN 13791 - 2008] geregelt. Im Folgenden wird jedoch gezeigt, dass bei Anwendung von Teilen der [DIN EN 13791 - 2008] die tatsächlich vorhandenen charakteristischen Festigkeiten zum Teil erheblich überschätzt werden. Dagegen stehen nach [DIN ISO 16269-6 - 2009] und [DIN EN 1990 - 2010] allgemeine statistische Verfahren zur Ermittlung der charakteristischen Festigkeiten zur Verfügung [Stauder et al. - 2011].

### **3.4.2 Möglichkeiten zur Bestimmung der Bauwerksfestigkeit**

Grundsätzlich kann bei der Bestimmung der Bauwerksfestigkeit zwischen zerstörenden und indirekten, zerstörungsfreien Prüfverfahren unterschieden werden. Dabei wird unter zerstörender Prüfung vor allem die Prüfung der Bauwerksfestigkeit an Bohrkernen verstanden. Ein zerstörungsfreies Prüfverfahren zur Bestimmung der oberflächennahen Betondruckfestigkeit am Bauwerk/Bauteil stellt der Rückprallhammer dar. Weitere indirekte Prüfverfahren dienen vor allem der Erkundung des Konstruktionsaufbaus (z. B. Lage, Zustand, Anordnung und Betondeckung der Bewehrung) und können somit als ergänzende Methoden zu direkten Prüfverfahren eingesetzt werden um unnötige Schädigungen des zu untersuchenden Bauteils zu vermeiden.

Im nachfolgenden Abschnitt wird die Bohrkernentnahme als direktes Prüfverfahren und die Prüfung der oberflächennahen Betondruckfestigkeit mit dem Rückprallhammer als indirektes Prüfverfahren vorgestellt.

#### **3.4.2.1 Bohrkernprüfungen – Zerstörende Verfahren**

Zur Bewertung der Bauwerksfestigkeit an Bohrkernprüfungen müssen Bohrkernproben nach [DIN EN 12504-1 - 2009] entnommen, untersucht, vorbereitet und nach [DIN EN 12390-3 - 2009] geprüft werden. Nach [DIN EN 13791 - 2008] richtet sich die Mindestanzahl der aus einem Prüfbereich zu entnehmenden Bohrkernproben nach der Menge des Bauteilbetons und wird nach Anhang NB.2 [DIN 1045-3 - 2012] bestimmt.

Demnach sind bei Überwachungsklasse II mindestens 3 Proben für 300 m<sup>3</sup> oder 3 Betoniertage; bei Überwachungsklasse III mindestens 3 Proben für 50 m<sup>3</sup> oder einen Betoniertag zu entnehmen. Die Bestimmung der verwendeten Betonmenge ist allgemein noch möglich, während die nachträgliche Ermittlung der Betoniertage beim Bauen im Bestand nahezu unmöglich ist. Somit ist die zu entnehmende Probekörperanzahl nicht eindeutig geregelt und muss auf Basis der örtlichen Gegebenheiten sinnvoll festgelegt werden [Stauder et al. - 2011].

Außerdem ist die Anzahl der zu entnehmenden Bohrkernproben abhängig von dem verwendeten Bohrkerndurchmesser. Nach [DIN EN 12504-1 - 2009] hat das Verhältnis von Größtkorn der Gesteinskörnung zu Bohrkerndurchmesser einen entscheidenden Einfluss auf die Festigkeit, wenn Werte größer als 1:3 erreicht werden.

Nach [DIN EN 13791 - 2008] muss die Bewertung der Druckfestigkeit eines Bauwerksbetons für einen bestimmten Prüfbereich auf mindestens drei Prüfergebnissen an Bohrkernen mit einem Durchmesser  $\geq 100$  mm beruhen. Bei Nenndurchmessern kleiner als 100 mm, sollte nach Norm die Anzahl der Bohrkern wie folgt beschrieben erhöht werden.

Bei einem Durchmesser  $< 100$  mm und einem Größtkorn der Gesteinskörnung  $\leq 16$  mm sollte nach [DIN EN 13791 - 2008] die anderthalbfache Anzahl der nach DIN 1045-3 festgelegten Mindestprobenanzahl für Probekörper mit einem Durchmesser  $\geq 100$  mm entnommen werden. Bei einem Durchmesser  $< 100$  mm und einem Größtkorn der Gesteinskörnung  $> 16$  mm sollte nach [DIN EN 13791 - 2008] die doppelte Anzahl an Probekörpern entnommen werden.

Der Durchmesser der Bohrkern soll nach [DIN EN 13791 - 2008] nicht kleiner als 50 mm sein und ist nach zuvor genannter Norm nicht geregelt.

Allgemein hat das Verhältnis von Länge/Durchmesser Einfluss auf die gemessene Druckfestigkeit. Bei Verhältnissen von  $l/d > 1$  nimmt die Druckfestigkeit ab; bei  $l/d < 1$  steigt das Verhältnis an. Dies ist hauptsächlich durch die Einflüsse der Querdehnungsbehinderung an den Lasteinleitungsplatten der Prüfmaschine zu begründen.

Das Ergebnis der Druckfestigkeitsprüfung von luftgelagerten Bohrkernen mit einem Nenndurchmesser von 100 mm bzw. 150 mm und einem Verhältnis von  $h/d = 1$  entspricht nach nationalem Anhang der [DIN EN 13791 - 2008] derjenigen Druckfestigkeit eines unter denselben Bedingungen hergestellten, wassergelagerten Würfels mit einer Kantenlänge von 150 mm. Die an Bohrkernen mit einem Durchmesser von mindestens 100 mm und nicht mehr als 150 mm sowie einem Verhältnis von  $l/d = 2,0$  ermittelte Druckfestigkeit entspricht der Druckfestigkeit eines unter denselben Bedingungen hergestellten Zylinders mit  $d/l = 150/300$  mm. Das Verhältnis der Druckfestigkeit, ermittelt an einem Bohrkern mit einem Durchmesser von 50 mm sowie einem Verhältnis  $l/d = 1,0$ , zur Druckfestigkeit eines wassergelagerten Würfels mit einer Kantenlänge von 150 mm, kann nach nationalem Anhang der [DIN EN 13791 - 2008] mit Gleichung (3-24) beschrieben werden:

$$f_{c, \text{is, Würfel}} = 0,9 \times f_{c, \text{is, Bohrkern50}} \quad (3-24)$$

Diese Regel entfällt jedoch im aktuellen Entwurf der [E DIN EN 13791/A20 – 2014].

### 3.4.2.2 Indirekte Prüfverfahren – Zerstörungsfreie Verfahren

Eine Alternative zur Bewertung der Druckfestigkeit von Bauwerksbeton durch Bohrkernentnahme, stellen die indirekten Prüfverfahren, wie z. B. die Prüfung der oberflächennahen Betondruckfestigkeit mit dem Rückprallhammer, welche in [DIN EN 12504-2 - 2012] geregelt ist, dar. Diese Prüfverfahren sind im Gegensatz zur Bohrkernentnahme zerstörungsfrei.

Wie schon die Bezeichnung „indirekte Prüfverfahren“ vermuten lässt, werden bei diesen Verfahren nicht direkt die Druckfestigkeit, sondern eine andere physikalische Größe ermittelt, weshalb eine Beziehung zwischen Ergebnissen der indirekten Prüfung und der Druckfestigkeit am Bohrkern erforderlich ist. In [E DIN EN 13791/A20 - 2014] sind neben verschiedenen kombinierten Verfahren zwischen direkten und indirekten Prüfmethode in Tab. NA.2 und NA.3 eine Zuordnung von Rückprallzahlen (R-Werte: Hammer Typ N und Q-Werte: Silverschmidt Rückprallhammer) zu vergleichbaren Druckfestigkeiten nach [DIN EN 206-1 - 2001]/[DIN 1045-2 - 2008] enthalten, welche eine überschlägige Prüfung der Betondruckfestigkeit ohne Korrelation mit der Bohrkernfestigkeit zulässt.

Die zu prüfenden Betonbauteile sollten nach [DIN EN 12504-2 - 2012] über eine Mindestdicke von 100 mm verfügen und fest innerhalb einer Konstruktion angeordnet sein. Kleinere

Probekörper dürfen nur dann geprüft werden, wenn eine feste Lagerung vorausgesetzt werden kann. Bei der Wahl der Messstelle sollten zudem Flächen mit Lunkern, abgeblätterten Schichten, rauer oder poröser Oberfläche vermieden werden. Die Oberflächen der zu prüfenden Messstellen sollte daher mit einem Schleifstein von losen Bestandteilen befreit und geglättet werden. Zusätzlich ist die Oberfläche von Wasser zu befreien. Weiterhin sind gegebenenfalls vorhandene Karbonatisierung (max. 5 mm) und Prüfrichtung zu beachten. Eine Messstelle beschreibt in diesem Zusammenhang einen Bereich von ungefähr 300 mm x 300 mm. Die einzelnen Messstellen sollen gleichmäßig über den Prüfbereich verteilt werden.

Bei der Prüfungsdurchführung nach [DIN EN 12504-2 - 2012] müssen je Messstelle mindestens neun gültige Ablesungen durchgeführt werden. Als „ungültig“ zählen z. B. Aufschläge des Rückprallhammers, bei denen oberflächennahe Poren zerstoßen oder durchbrochen wurden. Der Abstand zwischen zwei Aufschlagpunkten darf nicht kleiner als 25 mm sein. Die Rückprallzahl einer Messstelle, der sog. Messpunktwert  $R_m$  wird nach [DIN EN 12504-2 - 2012] durch den Medianwert aller Ablesungen, der gegebenenfalls um einen Korrekturwert (siehe z. B. [Zimmer et al.– 2012]) bei nicht waagerechter Ausrichtung des Rückprallhammers anzugleichen ist, angegeben. Weichen mehr als 20 % aller Ablesungen um mehr als 30 % vom Medianwert ab, so ist die gesamte Ablesungsreihe zu verwerfen.

Tabelle 3-2 a Rückprallzahlen und vergleichbare Druckfestigkeiten nach [DIN EN 206-1 - 2001]/[DIN 1045-2 - 2008] (Tabelle NA.2 [E DIN EN 13791/A20 - 2014])

Druckfestigkeitsklasse	Mindestmedian für jede Messstelle	Mindestmedian für jeden Prüfbereich
	Skalenteile	Skalenteile
C8/10	26	30
C12/15	30	33
C16/20	32	35
C20/25	35	38
C25/30	37	40
C30/37	40	43
C35/45	44	47
C40/50	46	49
C45/55	48	51
C50/60	50	53

Tabelle 3-2 b Rückprallzahlen und vergleichbare Druckfestigkeiten nach [DIN EN 206-1 - 2001]/[DIN 1045-2 - 2008] (Tabelle NA.3 [E DIN EN 13791/A20 - 2014])

Druckfestigkeitsklasse	Mindestmedian Q für jede Messstelle	Mindestmedian Q für jeden Prüfbereich
C8/10	20	34
C12/15	29	40
C16/20	36	45
C20/25	42	49
C25/30	46	52
C30/37	51	56
C35/45	56	60
C40/50	59	62
C45/55	60	64
C50/60	62	66
C55/67	64	68
C60/75	66	71
C70/85	69	73
C80/95	71	75

### 3.4.3 Auswertungsmethoden für direkte Prüfverfahren

#### 3.4.3.1 DIN EN 13791:2008

Zur Bestimmung einer charakteristischen Betonfestigkeit nach [DIN EN 206 – 14] müssen die Prüfergebnisse statistisch ausgewertet werden. Nach [DIN EN 13791 - 2008] stehen hierzu in Abhängigkeit der Probekörperanzahl zwei verschiedene Verfahren in Abhängigkeit vom Umfang  $n$  der Stichprobe zur Verfügung um die charakteristische Festigkeit des Bauwerksbetons  $f_{ck, is}$  zu bestimmen. Ab mindestens 15 Bohrkernen ist Ansatz A anzuwenden; für 3 bis 14 Bohrkern Ansatz B

- **Ansatz A**

Die geschätzte charakteristische Druckfestigkeit  $f_{ck, is}$  eines Prüfbereichs entspricht ab mindestens 15 Prüfergebnissen dem niedrigeren der folgenden beiden Werte:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k_2 \cdot s \quad (3-25)$$

oder

$$f_{ck, is} = f_{is, niedrigst} + 4 \quad (3-26)$$

mit:

$f_{m(n), is}$  Mittelwert von  $n$  Prüfergebnissen der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons

$f_{is, niedrigst}$  niedrigstes Prüfergebnis der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons

$s$  Standardabweichung der Prüfergebnisse mit einem Mindestwert von 2 N/mm<sup>2</sup>

$k_2$  Koeffizient nach nationalen Regelungen; in Deutschland  $k_2 = 1,48$

- **Ansatz B**

Die geschätzte charakteristische Druckfestigkeit  $f_{ck, is}$  eines Prüfbereichs entspricht für 3 bis 14 Prüfergebnissen dem niedrigeren der folgenden beiden Werte:

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad (3-27)$$

$$f_{ck, is} = f_{is, niedrigst} + 4 \quad (3-28)$$

Die Werte von  $k$  sind abhängig von der Anzahl  $n$  der Prüfergebnisse ( $3 \leq n \leq 14$ ) und sind in Tab. 3-3 angegeben.

Tabelle 3-3 Korrekturwert  $k$  nach Tabelle 2 [DIN EN 13791 - 2008]

Anzahl $n$ der Prüfwerte	Korrekturwert $k$
10 bis 14	5
7 bis 9	6
3 bis 6	7

Der nach einem der beiden Verfahren ermittelten charakteristischen Festigkeit des Bauwerksbetons kann nach Tab. 1, [DIN EN 13791 - 2008] direkt eine Festigkeitsklasse nach [DIN EN 206 – 14] zugeordnet werden. Dabei liegt das Verhältnis der charakteristischen Druckfestigkeit des Bauwerksbetons zur charakteristischen Druckfestigkeit am genormten, aus derselben Betoncharge hergestellten Probekörper nach Tab. 1 der [DIN EN 13791 - 2008] bei 0,85. Ursächlich hierfür sind Unsicherheiten bei der Bauteilherstellung, wie z. B. ungleichmäßige Verdichtung, Witterungseinflüsse, etc. die bereits bei der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons mit berücksichtigt sind. Zusätzlich ergeben sich bei der Druckfestigkeitsprüfung am Bohrkern geringere Druckfestigkeiten als beim Normprobekörper, da bei der Bohrkernentnahme Gesteinskörner angeschnitten werden, die sich dann nicht mehr voll am Lastabtrag beteiligen [Stauder et al. - 2011].

Das Verhältnis 0,85 ist bereits Teil des Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_c$ , wodurch eine weitere Modifikation eines nach [DIN EN 13791 - 2008] Ansatz A oder Ansatz B einer Festigkeitsklasse zugeordneten Betons nicht mehr zulässig ist.

Die Anwendung von Teilen der [DIN EN 13791 - 2008] zur Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeit in Bestandtragwerken liefert jedoch z. T. charakteristische Festigkeiten, die die tatsächlich vorhandene erheblich überschätzt. Dies liegt u.a. daran, dass nach Ansatz B der [DIN EN 13791 - 2008] das niedrigste Prüfergebnis der Druckfestigkeit des Bauwerksbetons zur Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit verwendet wird. Allerdings kann in der Regel nicht wie in [DIN EN 13791 - 2008], 7.3.2 Anmerkung 1 beschrieben, sichergestellt werden, dass die kleinste Bohrkernfestigkeit auch der kleinsten Festigkeit im bewerteten Tragwerk oder Bauteil entspricht. Eine weitere Schwäche liegt in der Anzahl der zu entnehmenden Bohrkern. Wie zuvor beschrieben, richtet sich die Mindestanzahl der zu entnehmenden Bohrkern laut nationalem Anhang der [DIN EN 13791 - 2008] nach [DIN 1045-3 - 2012]. Dabei spielen Überwachungskategorie, Betonmenge und Betoniertage eine Rolle. Eine exakte Ermittlung der Betoniertage ist im Nachhinein beim Bauen im Bestand jedoch fast unmöglich, wodurch die zu entnehmende Probekörperanzahl nicht eindeutig geregelt ist [Stauder et al. - 2011].

### 3.4.3.2 DIN EN 1990:2010

Als Alternative zur Auswertung nach [DIN EN 13791 - 2008] stehen für die Bestimmung der charakteristischen Bauwerksfestigkeit an Bohrkernproben allgemeine statistische Verfahren nach [DIN ISO 16269-6 - 2009] („Klassische Statistik“) und [DIN EN 1990 - 2010] („Bayes'sches Verfahren“) zur Verfügung.

Da aus wirtschaftlichen und bautechnischen Gründen immer nur eine begrenzte Probekörperanzahl zur Untersuchung eines Materialparameters entnommen werden kann, sind die hieraus ermittelten Quantilwerte der Grundgesamtheit als Schätzung zu interpretieren,

welche mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit  $\alpha$  verbunden ist. Der Schluss von der Stichprobe mit endlichem Umfang zur Grundgesamtheit mit  $n = \infty$  wird als Inferenz bezeichnet. Hierbei werden die Unsicherheiten mithilfe des Konfidenzniveaus  $(1-\alpha)$  berücksichtigt. Für das Bauen im Bestand kann ein Konfidenzniveau von  $(1-\alpha) = 0,75$  festgelegt werden, wie auch u. a. in [ISO 12491 - 97], was besagt, dass der aus der Stichprobe ermittelte Quantilwert in 25% der Fälle unter- und in 75% der Fälle überschritten wird.

Zur Bestimmung der gesuchten Parameter aus der Stichprobe ist zunächst die Wahrscheinlichkeitsverteilung der gesuchten Materialeigenschaft zu bestimmen. In [DIN EN 1990 - 10] ist sowohl die Ermittlung der charakteristischen Betondruckfestigkeit für eine Normalverteilung als auch für eine logarithmische Normalverteilung geregelt. Grundsätzlich ist die Verteilung einer Stichprobe anhand der grafischen Darstellung in einem entsprechenden Wahrscheinlichkeitspapier nach [DIN ISO 5479 - 04] zu überprüfen. Baupraktisch kann die Wahl der Verteilungsfunktion jedoch in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Stichprobe getroffen werden.

Für die Beschreibung von Materialeigenschaften werden meist die Normalverteilung und die logarithmische Normalverteilung verwendet. Dabei kann die Wahl der Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit nach [Schäper - 10] in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten  $v_x$  der Stichprobe erfolgen. Für kleine Stichprobenumfänge  $n$  oder bei Variationskoeffizienten  $v_x$  größer als 0,20 wird in [Schäper - 10] die Anwendung einer logarithmischen Normalverteilung mit  $y = \ln x$  empfohlen. Dies ist sinnvoll, da die logarithmische Normalverteilung keine negativen Werte annehmen kann. Bei  $v_x \leq 0,20$  liefern logarithmische Normalverteilung und Normalverteilung annähernd gleiche Ergebnisse.

Nach Festlegung der Verteilungsfunktion können die maßgebenden Parameter der Stichprobe sowie der Grundgesamtheit (normalverteilt und logarithmisch normalverteilt) mit den in Tab. 3-4 angegebenen Gleichungen (3-29) bis (3-40) berechnet werden.

Tabelle 3-4 Parameter einer normalverteilten bzw. log-normalverteilten Stichprobe / Grundgesamtheit

Parameter der Stichprobe	Parameter der Grundgesamtheit		
		Normalverteilung	Logarithmische Normalverteilung
Mittelwert $\bar{x}$ $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$ (3-29)	Erwartungswert	$\mu_x = \bar{x}$ (3-33)	$\mu_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i)$ (3-37)
Varianz $s_x^2$ $s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$ (3-30)	Varianz	$\sigma_x^2 = s_x^2$ (3-34)	$v_x$ nicht aus Vorinformationen bekannt $\sigma_y^2 = \frac{1}{n-1} \sum (\ln x_i - \mu_y)^2$ (3-38)
Standardabweichung $s_x$ $s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$ (3-31)	Standardabweichung	$\sigma_x = \sqrt{s_x^2}$ (3-35)	$v_x$ nicht aus Vorinformationen bekannt $\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln x_i - \mu_y)^2}$ (3-39)
Variationskoeffizient $v_x$ $v_x = \frac{\sqrt{s_x^2}}{\bar{x}}$ (3-32)	Variationskoeffizient	$v_x = v_x$ (3-36)	$v_y = \frac{\sqrt{\sigma_y^2}}{\mu_y}$ (3-40)

Bei der Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeit mit dem Bayes'schen Verfahren mit unsicheren Vorverteilungen nach [DIN EN 1990 - 2010] ergibt sich unter Annahme einer Normalverteilung das 5 %-Quantil  $x_k$  zu:

$$x_k = \bar{x} \cdot (1 - k_n \cdot v_x) \tag{3-41}$$

mit:

$k_n$  Fraktilefaktor für charakteristische Werte nach [DIN EN 1990 - 2010], Anhang D (vgl. Tab. 3-5)

Für die logarithmische Normalverteilung ergibt sich das zu bestimmende 5%-Quantil  $x_k$  nach [DIN EN 1990 - 10] zu:

$$x_k = e^{(\mu_y - k_n \cdot \sigma_y)} \tag{3-42}$$

Bei der Wahl des in [DIN EN 1990 - 10] tabellierten Faktors  $k_n$  ist unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs  $n$  zu unterscheiden, ob Vorinformationen über den Variationskoeffizienten  $v_x$  bestehen oder nicht. Bei der Bewertung von Werkstoffen aus dem Bestand liegen diese in aller Regel jedoch nicht vor. Der Variationskoeffizient  $v_x$  ist dann aus der Stichprobe nach Gleichung (3-32) zu bestimmen. Der Faktor  $k_n$  ergibt sich für diesen Fall unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs  $n$  aus:

$$k_n = \sqrt{1 + \frac{1}{n}} \cdot t_{5\%,n-1} \text{ " } v_x \text{ unbekannt" } \tag{3-43}$$

mit:

$t_{5\%, n-1}$  5%-Quantile der  $t$ -Verteilung mit  $n - 1$  Freiheitsgraden

Tabelle 3-5  $k_n$  zur Bestimmung charakteristischer Werte  $x_k$  (5 %-Quantile) [DIN EN 1990 - 10]

$n$	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$k_n$ „ $V_x$ unbekannt“	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

### 3.4.3.3 Vergleich Auswertung nach DIN EN 13791:2008 bzw. DIN EN 1990:2010

Je nach Umfang und Streuung der jeweiligen Stichprobe können die Verfahren nach [DIN EN 13791 - 2008] bzw. [DIN EN 1990 - 2010] zu sehr unterschiedlichen charakteristischen Werten führen. In nachfolgender Abb. 3-11 nach [Stauder et al. - 2011] ist die Differenz der charakteristischen Betondruckfestigkeiten nach [DIN EN 1990 - 2010] und [DIN EN 13791 - 2008] in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang  $n$  für verschiedenen Standardabweichungen  $s_x$  dargestellt. Das Mindestwertkriterium von Ansatz A und B [DIN EN 13791 - 2008] nach Gleichung (3-26) und (3-28) wurde dabei nicht berücksichtigt. Positive Werte der Abweichung zu [DIN EN 1990 - 2010] entsprechen dabei einer auf der unsicheren Seite liegenden Überschreitung der Werte nach [DIN EN 1990 - 2010].

**Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeit nach DIN EN 13791**

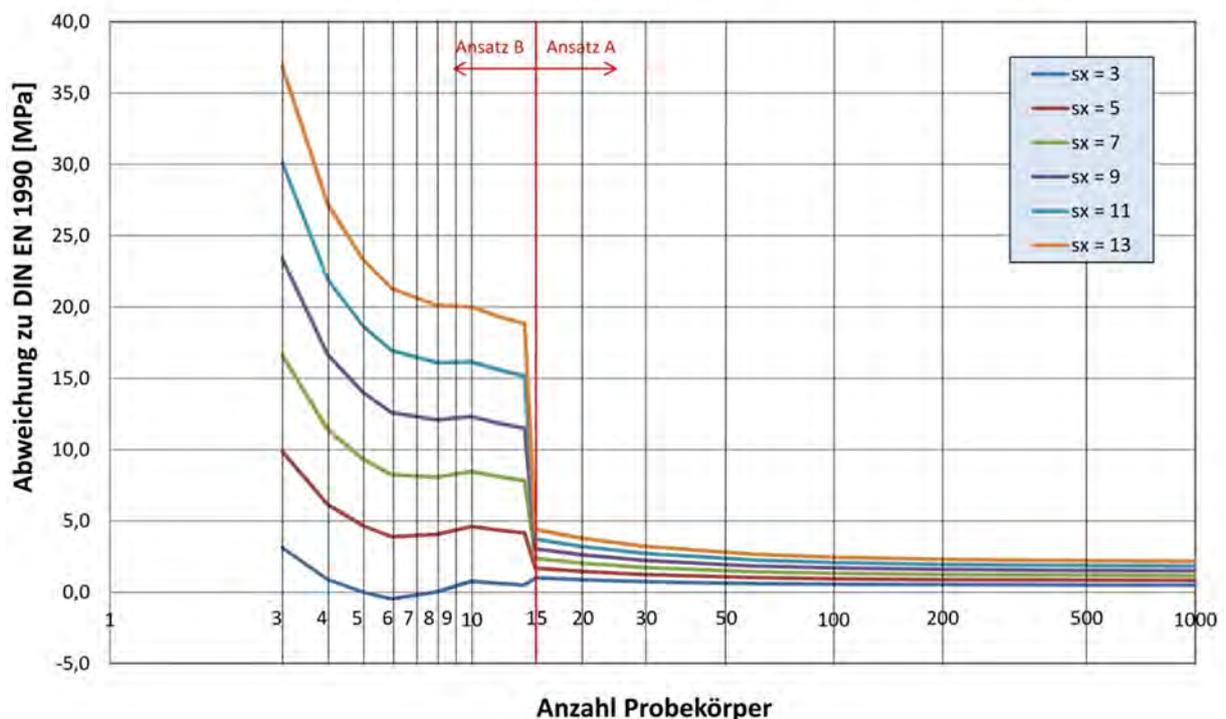


Abb. 3-11 Abweichung der charakteristischen Betondruckfestigkeit nach [DIN EN 1990 - 2010] und [DIN EN 13791 - 2008] in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang  $n$  sowie der Standardabweichung  $s_x$  (ohne Mindestwertkriterium) nach [Stauder et al. - 2011]

Nahezu alle nach [DIN EN 13791 - 2008] ermittelten Werte liefern eine zu hohe charakteristische Betondruckfestigkeit und liegen somit auf der unsicheren Seite. Speziell für einen Stichprobenumfang  $3 \leq n < 5$  (Ansatz B) und großer Standardabweichung ergeben sich sehr große Abweichungen, welche nicht mehr akzeptabel sind. Ab einem Stichprobenumfang

$n \geq 15$  (Ansatz A) liegen die Abweichungen in Abhängigkeit von der Standardabweichung in einem akzeptablen Bereich.

Aber auch statistische Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010] haben besonders bei kleinem Stichprobenumfang Schwächen insofern, dass ungünstige Verhältnisse zwischen Quantil- und Mittelwert der Stichprobe erzielt werden. In Abb. 3-12 ist das Verhältnis zwischen 5 %-Quantilwert und Mittelwert der Stichprobe für verschiedene Variationskoeffizienten in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang  $n$  dargestellt.

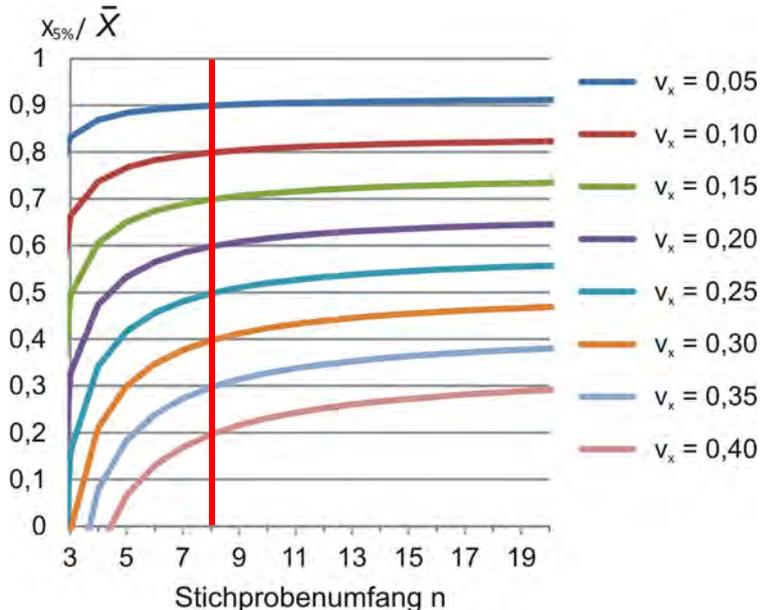


Abb. 3-12 Verhältnis zwischen 5 %-Quantilwert nach [DIN EN 1990 - 2010] und Mittelwert der Stichprobe für verschiedene Variationskoeffizienten in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang  $n$  nach [Stauder et al. - 2011]

Ab einem Stichprobenumfang von  $n \geq 8$  wird wie in Abb. 3-12 dargestellt ein akzeptables Verhältnis zwischen charakteristischem Wert und Mittelwert der Stichprobe erreicht, wodurch die „Verluste aus dem statistischen Auswerteprozess“ auf ein akzeptables Maß beschränkt werden (vgl. [Stauder et al. - 2011]).

### 3.4.4 Empfohlenes Vorgehen

Grundsätzlich kann von einer Bestimmung charakteristischer Materialkennwerte nach [DIN EN 13791 - 2008] abgeraten werden, da dies unabhängig vom Stichprobenumfang  $n$  je nach Streuung der Stichprobe zu einer mehr oder weniger starken Überschätzung des charakteristischen Wertes führt. Für kleine Stichprobenumfänge führen jedoch statistische Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010] zu einem ungünstigen Verhältnis zwischen charakteristischem Wert und Mittelwert, was für die nachfolgenden Untersuchungen jedoch nicht maßgebend ist, da dort ein Stichprobenumfang  $n > 8$  vorliegt.

Für die nachfolgenden Untersuchungen zur Korrelation zwischen Betondruck- und Betonzugfestigkeit werden charakteristische Werte mittels statistischer Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010] bestimmt. Die Verteilungsfunktion ist dabei nach den in Abschn.3.4.3.2 dargestellten Kriterien zu wählen.

Es werden ausschließlich direkte (zerstörende) Prüfmethode eingesetzt, unterstützt durch indirekte Prüfmethode (Bewehrungssuchgerät) um unnötige Schädigungen der Tragstruktur sowie Bohrkerne mit Bewehrungsanteil zu vermeiden. Auf eine Prüfung der

Betondruckfestigkeit lediglich mittels Rückprallhammer wurde verzichtet, da dadurch die oberflächennahe Betondruckfestigkeit bestimmt wird. Zudem sind Einflüsse der Karbonatisierungstiefe auf die Ergebnisse der Rückprallhammerprüfung bisher nur unzureichend erforscht.

## 4 Untersuchung der Betonfestigkeit an alten / historischen Beton- / Stahlbetonbauwerken

### 4.1 Einführung

Zur Bewertung der Bauwerksfestigkeit stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung, die in zerstörende oder zerstörungsfreie, sog. indirekte Prüfverfahren unterteilt werden können. Exemplarisch wurden in Abschn. 3 für die Bestimmung der in situ Bauteilfestigkeit die Prüfung am Bohrkern und mittels Rückprallhammer vorgestellt. Die Auswertung der Prüfergebnisse kann mithilfe von [DIN EN 13791 - 2008], Verfahren der klassischen Statistik nach [DIN ISO 16269-6 - 2009] oder dem Bayes'schen Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010] erfolgen. Für die im Folgenden durchgeführten Versuche erfolgt die Auswertung aus oben genannten Gründen nicht nach [DIN EN 13791 - 2008] sondern nach dem Bayes'schen Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010].

Da in der vorliegenden Arbeit besonders das Verhältnis von Druck- zur Zugfestigkeit untersucht werden soll, wurden neben der Druckfestigkeit auch noch die Spaltzugfestigkeit geprüft, von welcher mithilfe allgemein bekannter Umrechnungsbeziehungen nach Abschn. 3.2.2 auf die zentrische Zugfestigkeit geschlossen werden kann. Auf die Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit wurde wegen der größeren Fehleranfälligkeit verzichtet, da bei dieser Prüfung durch mögliche Exzentrizität der Lasteinleitung große Streuungen entstehen können.

Die Untersuchung der Bauwerksfestigkeit erfolgte dabei allgemein nach folgender Vorgehensweise:

- Sichtung alter Planunterlagen, falls vorhanden
- Begutachtung des Bauwerks und Festlegung von Bereichen (Betonierabschnitten) für die angenommen werden kann, dass nur eine Betonsorte verwendet wurde; d. h. dass der verwendete Beton einer Grundgesamtheit entstammt
- Festlegung der Bohrkernentnahmestellen innerhalb der zuvor bestimmten Bereiche gleicher Betonsorte. Eine Beeinträchtigung der Konstruktion, d. h. eine Gefährdung der Standsicherheit ist dabei unbedingt zu vermeiden. Um die Verluste aus dem statistischen Auswertungsprozess zu beschränken, ist eine Mindestprobekörperanzahl von  $n = 8$  empfehlenswert.
- Einmessen der Bewehrungslage mit zerstörungsfreien Verfahren um möglichst Probekörper zu entnehmen, die frei von Bewehrung sind. Die Ermittlung der Betonfestigkeit kann nur an Probekörpern erfolgen, die keine Bewehrung enthalten. Zudem ist eine Beschädigung der tragenden Bewehrung aus Gründen der Tragfähigkeit unbedingt zu vermeiden.
- Bestimmung der Betonfestigkeit in den jeweiligen Prüfbereichen mithilfe indirekter Prüfverfahren (Rückprallhammer) nach [DIN EN 12504-2 - 2012]
- Bohrkernentnahme nach [DIN EN 12504-1 - 2009]. Um das Verhältnis von Druck- zur Zugfestigkeit des Betons zu untersuchen, sollten die Bohrkern möglichst über ein Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  verfügen, damit aus jedem Bohrkern zwei Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  geschnitten werden können, an denen dann Druck- und Spaltzugfestigkeit getestet werden. Dabei muss der Durchmesser der Bohrkern mindestens dem dreifachen Größtkorndurchmesser entsprechen.
- Beschriftung der Bohrkern um deren Lage und Richtung im Bauwerk auch noch nachträglich eindeutig zuordnen zu können.

- Optische Prüfung der Bohrkerne in Hinblick auf Betonzusammensetzung, Zuschlag, Bewehrungseinschlüsse, Risse und Hohlräume
- Bestimmung der Karbonatisierungstiefe am Bauwerk mithilfe von Phenolphthaleinlösung
- Falls erforderlich, wurden die Bohrkerne in jeweils zwei Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  zerteilt, von denen jeweils ein Probekörper zur Bestimmung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit verwendet wird
- Bestimmung der Dichte
- Bestimmung der einachsigen Druckfestigkeit nach [DIN EN 12390-3 - 2009]
- Bestimmung der Spaltzugfestigkeit nach [DIN EN 12390-6 - 2009]
- Bestimmung der charakteristischen Bauwerksfestigkeit (d. h. Auswertung der ermittelten Prüfergebnisse) nach allgemeinen statistischen Verfahren nach [DIN EN 1990 - 2010]
- Untersuchung der Korrelation zwischen Betondruck- und Betonzugfestigkeit.

## 4.2 Untersuchungen am Bauwerk

### 4.2.1 Ehemaliges Umspannwerk – Sulzbach



Abb. 4-1 Umspannwerk "Hühnerfeld" - Sulzbach

#### 4.2.1.1 Beschreibung des Bauwerks

Das in Abb. 4-1 dargestellte ehemalige Umspannwerk „Hühnerfeld“ in Sulzbach wurde in den Jahren 1925/26 zur Stromversorgung der umliegenden Kohlegruben errichtet. Als Bauweise wurde eine schlaff bewehrte Eisenbetonskelettkonstruktion verwendet deren Querschnitt in Abb. 4-2 dargestellt ist.



einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 32 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 27 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Gewicht bestimmt.



Abb. 4-3 Bruchfläche Bohrkern Sulzbach

In Abb. 4-3 ist die Bruchfläche eines Bohrkerns aus einer Stütze des ehemaligen Umspannwerkes in Sulzbach dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass der verwendete Bohrkerndurchmesser größer als der dreifache Größtkorndurchmesser des verwendeten Rundkorns von  $d_{\max} = 16 \text{ mm}$  ist, womit das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] angegebene Verhältnis eingehalten ist.

Sämtliche Probekörper wurden bis zur Prüfung bei normalem Raumklima gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.

In Abb. 4-4 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit beträgt  $23,4 \text{ N/mm}^2$ . Probekörper mit Bewehrung wurden bei der Prüfung nicht berücksichtigt. Eine Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit von den einzelnen Stützen konnte nicht festgestellt werden; d. h. es kann davon ausgegangen werden, dass für alle Stützen der gleiche Beton verwendet wurde, der einer Grundgesamtheit zugeordnet werden kann. Die große Streuung der einzelnen Prüfwerte lässt sich durch das sehr inhomogene Betongefüge begründen. Außerdem wurde die Druckfestigkeit teilweise durch vorliegende Mikrorisse beeinflusst, was ebenfalls zu einer Reduzierung der Druckfestigkeit führt.

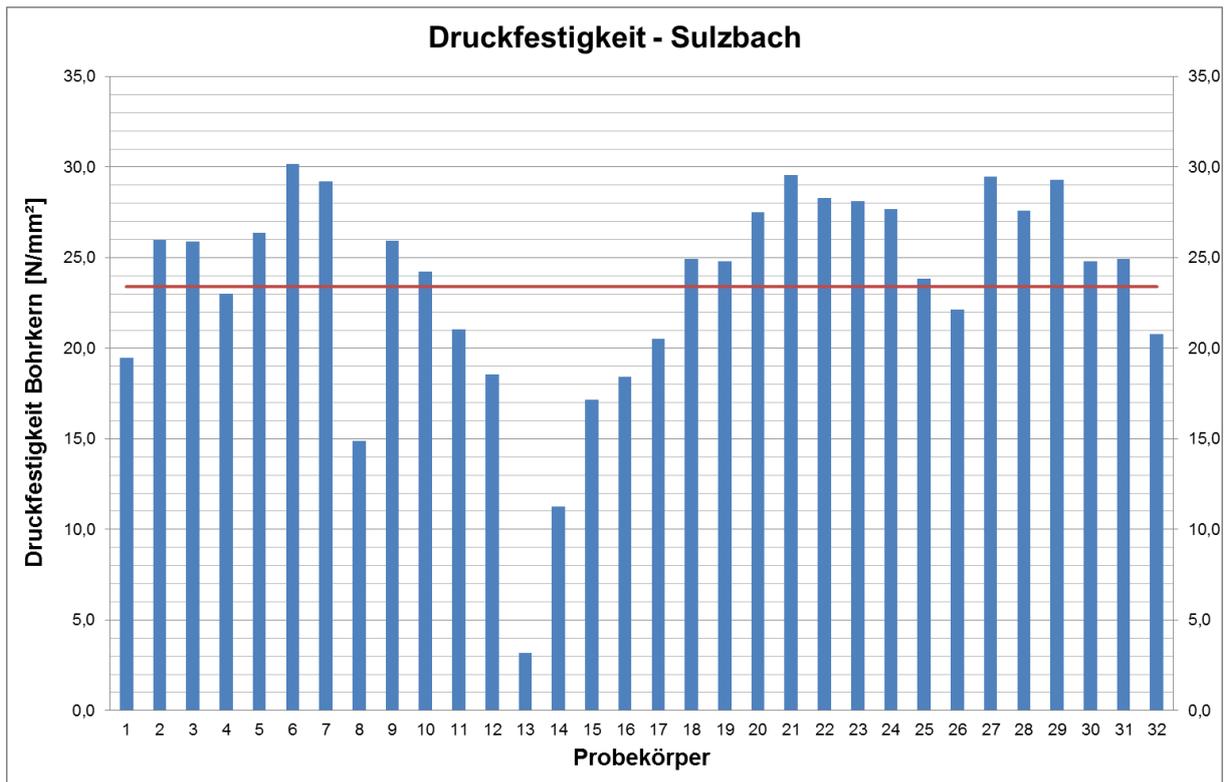


Abb. 4-4 Betondruckfestigkeit - Umspannwerk Sulzbach

Der zuvor beschriebene Einfluss der Inhomogenität des Betons auf dessen Druckfestigkeit ist in Abb. 4-5 exemplarisch für die Dichte dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte die Druckfestigkeit des Betons tendenziell ansteigt.

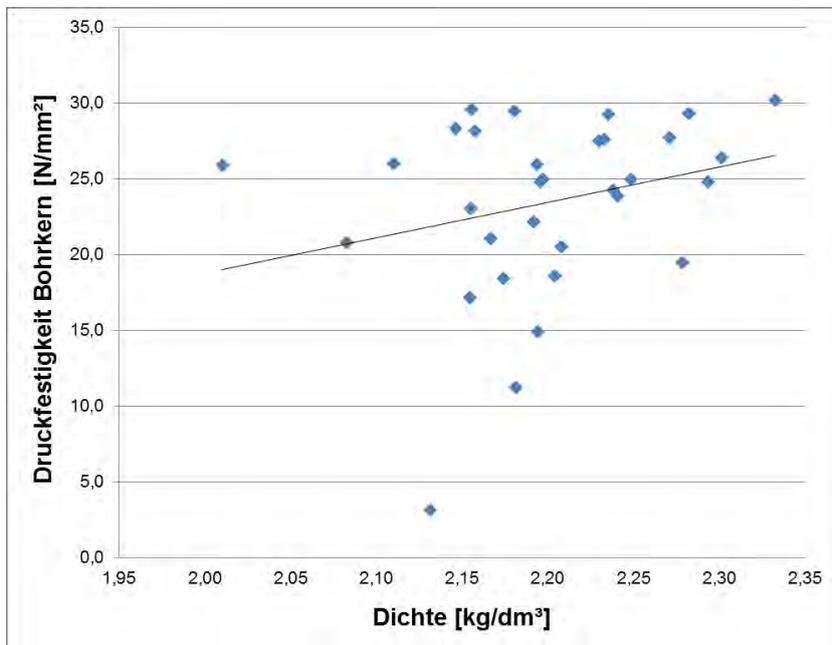


Abb. 4-5 Druckfestigkeit/Dichte des Betons - Umspannwerk Sulzbach

In Abb. 4-6 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 2,30 N/mm<sup>2</sup>. Probekörper mit Bewehrung die folglich nicht geprüft werden konnten, wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit

von den einzelnen Stützen feststellen. Vielmehr ist die große Streuung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls durch die Inhomogenität des Betongefüges und Mikrorisse zu begründen.

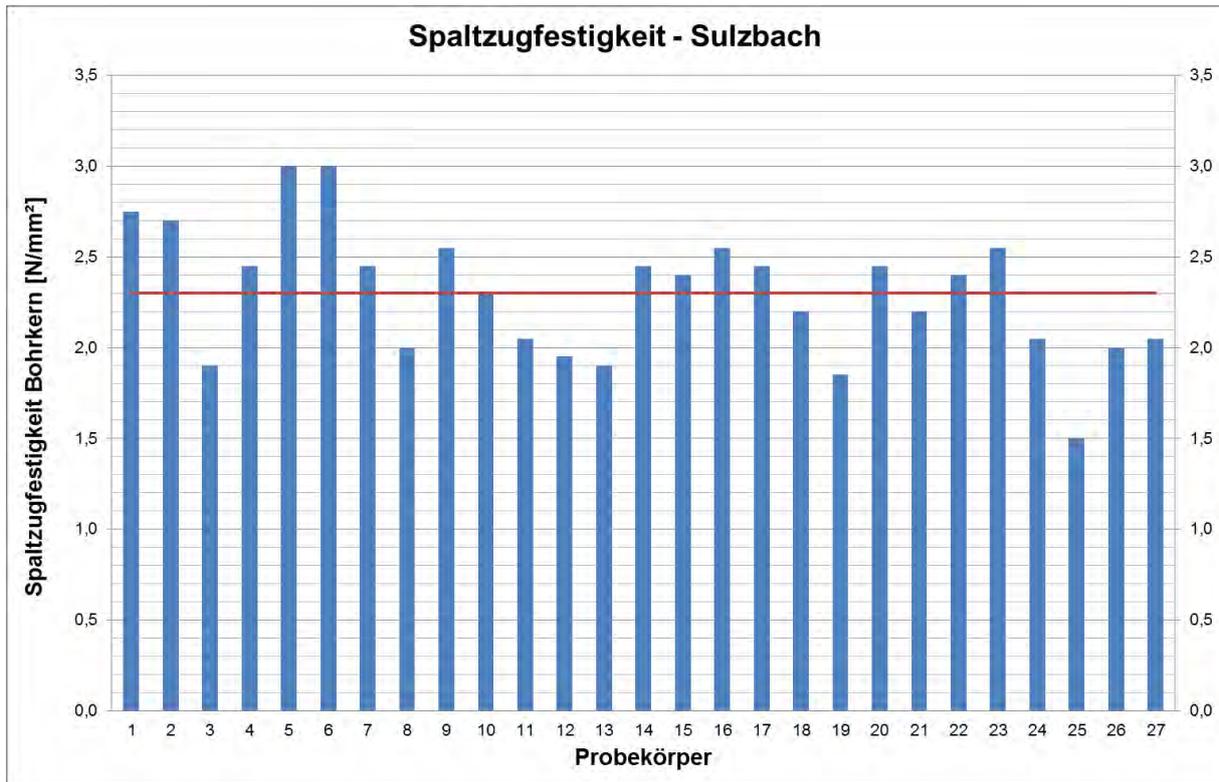


Abb. 4-6 Spaltzugfestigkeit - Umspannwerk Sulzbach

Wie in Abb. 4-7 zu erkennen ist, hat auch bei der Spaltzugfestigkeit eine zunehmende Dichte, womit ein dichteres Betongefüge verbunden ist, einen positiven Einfluss.

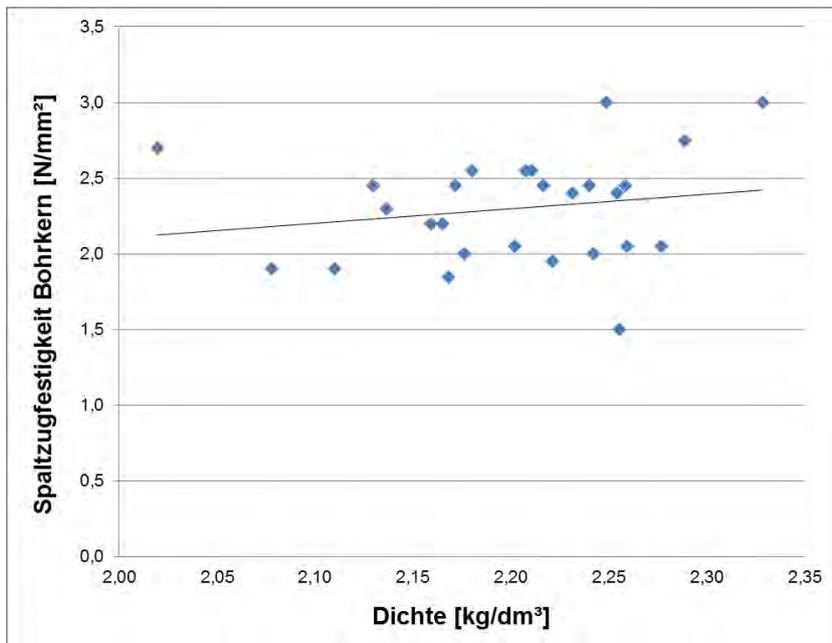


Abb. 4-7 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons - Umspannwerk Sulzbach

Um den Einfluss der Karbonatisierung zu untersuchen, wurde an einer frisch abgeschlagenen Bruchfläche die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Die Karbonatisierungstiefe wurde dabei in Bauteildickenrichtung von der äußeren Oberfläche aus gemessen. Im Mittel ergab sich für die

zehn Prüfbereiche eine Karbonatisierungstiefe von 16,0 mm. Dieser Bereich wurde jedoch beim Zerschneiden der Bohrkern in einzelne Prüfkörper nicht berücksichtigt. Sämtliche Festigkeiten wurden also an Probekörpern ohne karbonatisierten Bereich getestet. Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte somit beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

#### 4.2.1.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 32 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 27 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-1 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-1 Umspannwerk Sulzbach – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	32	27
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	23,41	2,30
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	5,90	0,36
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,25	0,16

Für Variationskoeffizienten größer als 0,20 wird in Abschn. 3.4.3.2 die Anwendung einer logarithmischen Normalverteilung empfohlen.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an trocken gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-2 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 10,74 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-2 Umspannwerk Sulzbach – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	3,10
Standardabweichung $\sigma_y$	0,42
$k_n$	1,73
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10,74

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 0,92 \cdot 10,74 = 8,10 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden. Eine Umrechnung aufgrund der Trockenlagerung ist nach Abschn. 3.2.3 nicht erforderlich.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 2,30 = 2,07 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

#### 4.2.2 Stützwand Ohmbach Abschnitt I - Pirmasens



Abb. 4-8 Stützwand Mülldeponie Ohmbach - Pirmasens

##### 4.2.2.1 Beschreibung des Bauwerks

In Abb. 4-8 ist die 1983 erbaute, schlaff bewehrte Stützwand auf dem Gelände der Mülldeponie Ohmbach in Pirmasens dargestellt. Wie zu erkennen ist, war die Stützwand an ihren Seiten der Witterung ausgesetzt. Der mittlere Bereich wurde durch den Überbau vor der Witterung geschützt. Die Vorderseite der Stützwand war permanent der Umgebungsluft ausgesetzt, während die Rückseite stets dem Erdreich zugewandt war.

Die Stützwand wurde durch eine Fuge aufgeteilt in zwei Bereiche/Einzelbauteile die nicht mit Gewissheit einer Grundgesamtheit zugeordnet werden können. Bohrkerne aus den Prüfbereich A bis F und M sind Abschnitt I und Bohrkerne aus den Prüfbereichen G bis L sind Abschnitt II zuzuordnen.

In Abschn. 4.2.2 wird zunächst die Bauwerksuntersuchung an dem im Folgenden als „Stützwand Ohmbach I“ bezeichneten Teilbauwerk beschrieben.

##### 4.2.2.2 Durchführung der Untersuchung

Zur Untersuchung der Betonfestigkeit in Bereich I wurden an der Stützwand aus sieben verschiedenen Bereichen jeweils fünf Bohrkerne entnommen. Lediglich der Beton der Bereiche A und B war der Witterung ungeschützt ausgesetzt.

In den einzelnen Prüfbereichen wurden Bohrkerne mit einem Nenndurchmesser von 113 mm und einer Länge von ca. 400 mm, welche gleichzeitig der Wanddicke entsprach, senkrecht zur Betonierichtung entnommen. Diese Bohrkerne wurden anschließend jeweils in Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  geteilt, an welchen dann die Betondruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde. Da an den Bohrkerne zum Teil eine dunkle Färbung im hinteren Bereich festgestellt werden konnte, wurde zusätzlich eine chemische Analyse an einzelnen Probekörpern von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt.

Weiterhin wurde die Karbonatisierungstiefe an einzelnen Bohrkerne / abgeschlagenen Bohrlochflanken getestet. Die Bewertung der Bauwerksfestigkeit mittels indirekter Prüfverfahren, d. h. Rückprallhammer, war wegen zu großer Karbonatisierungstiefe nach [DIN EN 13791 - 2008] unzulässig.

#### 4.2.2.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 35 Bohrkern ( $\varnothing$  113 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  zur Verfügung. Diese Bohrkern wurden jeweils in zwei Probekörper mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  zerteilt, wovon ein Probekörper zur Prüfung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit verwendet wurde. Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 35 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls 35 Probekörper zur Verfügung.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung 7 Tage lang unter Wasser gelagert. Zusätzlich zu den Abmessungen wurden vor der Prüfung sowohl das Trockengewicht vor der Lagerung unter Wasser als auch das Gewicht nach der Lagerung unter Wasser ermittelt. Überschüssige Feuchtigkeit wurde vor der Prüfung von der Oberfläche der Probekörper abgewischt. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1).

Die Druckfestigkeit der zuvor genannten Probekörper wurde im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt, die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt.

**Luft**



**Erdreich**

Abb. 4-9 Verlauf der Bohrkernfärbung - Stützwand Mülldeponie Ohmbach

Zum Teil konnte, wie in Abb. 4-9 dargestellt, an den Bohrkernen eine dunkle Verfärbung im hinteren Bereich, der nicht der Umgebungsluft ausgesetzt war, festgestellt werden. Dieser Farbverlauf lässt sich wohl durch dunkle Färbung des Betons bei Verwendung von Hochofenzement erklären. Bei einer Reaktion mit Luft verschwindet die dunkle Färbung, weshalb die der Luft zugewandte Seite des Bohrkerns deutlich heller ist, als die dem Erdreich zugewandte Seite.

**Luft**



**Erdreich**

Abb. 4-10 Bruchfläche Bohrkern - Stützwand Mülldeponie Ohmbach

In Abb. 4-10 ist die Bruchfläche eines Bohrkerns dargestellt. Neben der dunklen Verfärbung zum Erdreich hin ist deutlich zu erkennen, dass der verwendete Bohrkerndurchmesser größer

als der dreifache Größtkorndurchmesser des verwendeten Rundkorns von  $d_{\max} = 16 \text{ mm}$  ist, womit das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] angegebene Verhältnis eingehalten ist.

In Abb. 4-11 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit aller Probekörper beträgt  $55,70 \text{ N/mm}^2$ . Probekörper mit Bewehrung wurden bei der Prüfung nicht berücksichtigt.

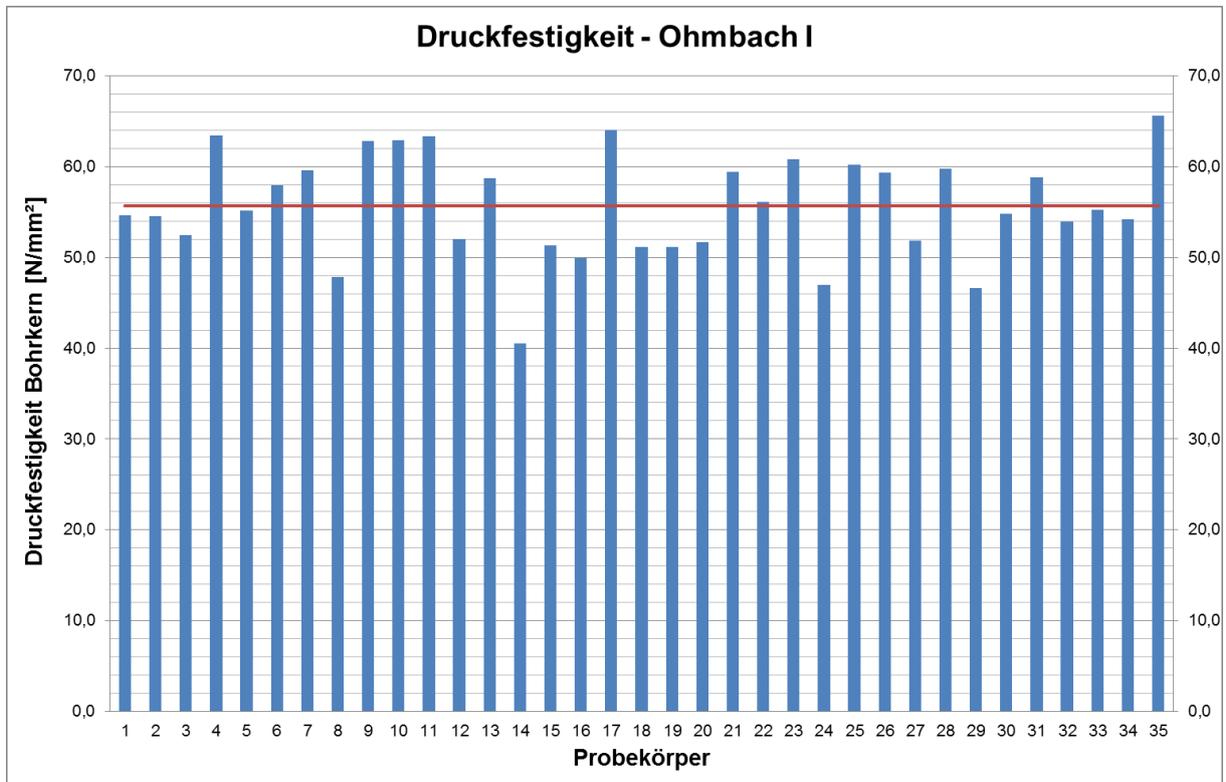


Abb. 4-11 Betondruckfestigkeit - Stützwand Ohmbach I, Pirmasens

In Abb. 4-12 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

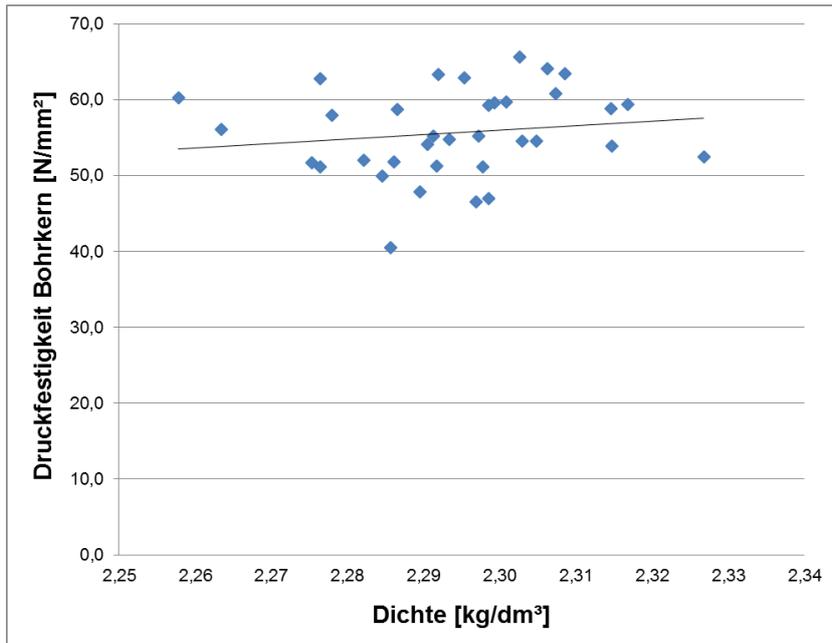


Abb. 4-12 Druckfestigkeit/Dichte des Betons – Stützwand Ohmbach I

Zusätzlich wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau die Spaltzugfestigkeit des Betons untersucht, welche in Abb. 4-13 nach Entnahmestelle sortiert dargestellt ist. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit über alle Probekörper beträgt 4,18 N/mm<sup>2</sup>.

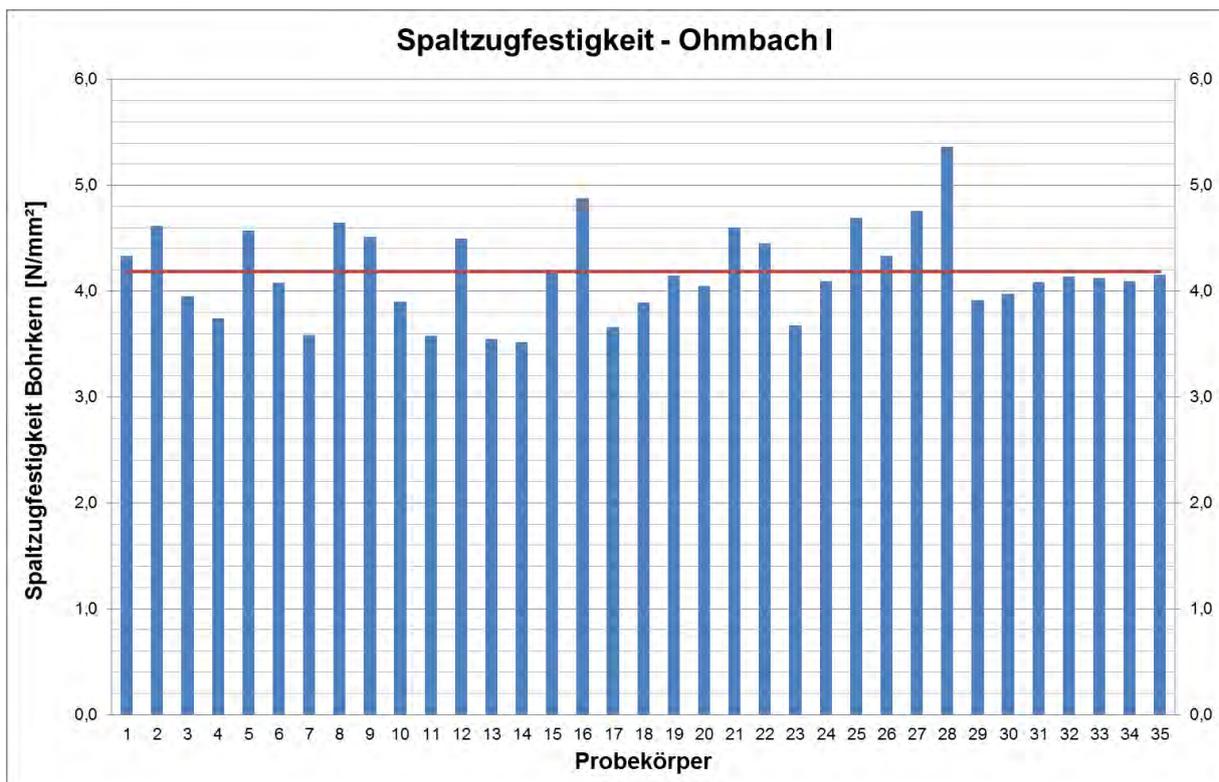


Abb. 4-13 Spaltzugfestigkeit - Stützwand Ohmbach I, Pirmasens

In Abb. 4-14 ist die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons dargestellt. An der Trendlinie ist zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Spaltzugfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

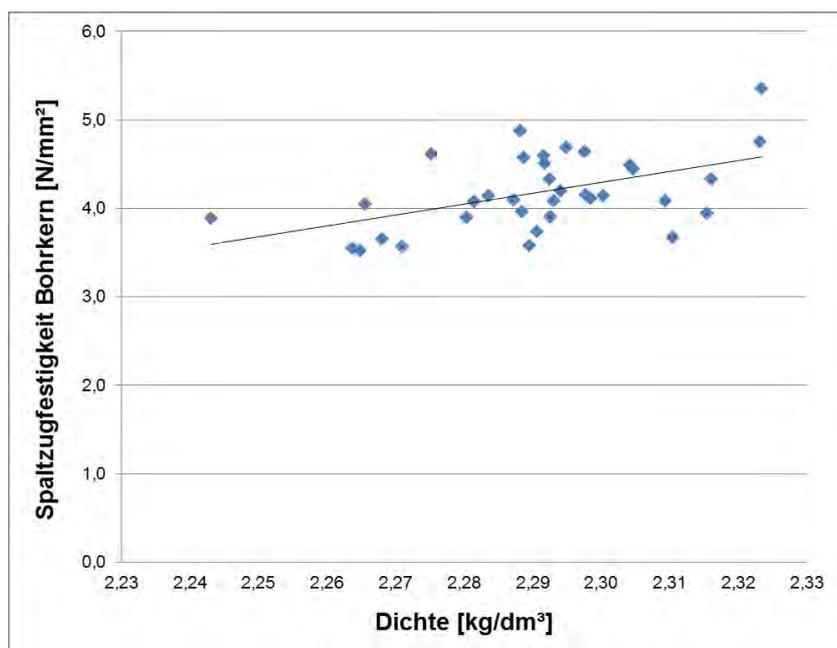


Abb. 4-14 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Stützwand Ohmbach I

Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte beim vorliegenden Bauwerk aufgrund zu geringer Karbonatisierungstiefe nicht beurteilt werden. Sämtliche Probekörper waren zum Zeitpunkt der Prüfung frei von Karbonatisierung.

Die chemische Analyse am Bohrkern SZ D3 (Prüfbereich D) und SZ M4 (Prüfbereich M) durch die Bundesanstalt für Wasserbau ergab einen Anteil an unlöslichem Material von 73,01 M.-% und 75,85 M.-%. Als Zementgehalt konnte für die beiden Proben aus Bereich I ein Anteil von 13,42 M.-% und 12,12 M.-% festgestellt werden.

Die Ergebnisse der chemischen Analyse sind Anlage I zu entnehmen.

#### 4.2.2.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 35 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls 35 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-3 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-3 Stützwand Ohmbach I – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	35	35
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	55,70	4,18
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	5,76	0,43
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,10	0,10

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Wasser gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-4 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 46,05 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-4 Stützwand Ohmbach I – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	4,01
Standardabweichung $\sigma_y$	0,11
$k_n$	1,73
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,05

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 46,05 = 37,76 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 4,18 = 3,76 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

#### 4.2.3 Stützwand Ohmbach Abschnitt II - Pirmasens

##### 4.2.3.1 Beschreibung des Bauwerks

Im folgenden Abschnitt wird der als „Stützwand Ohmbach II“ bezeichnete, die Prüfbereiche G bis L umfassende Teilabschnitt der in Abb. 4-8 dargestellten, schlaff bewehrten Stützwand auf dem Gelände der Mülldeponie Ohmbach in Pirmasens dargestellt.

##### 4.2.3.2 Durchführung der Untersuchung

Zur Untersuchung der Betonfestigkeit in Bereich II wurden an der Stützwand aus fünf verschiedenen Bereichen jeweils fünf Bohrkerne entnommen.

Die Bauwerksuntersuchung wurde dabei entsprechend der in Abschn. 4.2.2 beschriebenen Untersuchung der Stützwand Ohmbach I durchgeführt. Neben Druck- und Spaltzugfestigkeit wurde an einzelnen Bohrkernen ebenfalls eine chemische Analyse durch die Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt, deren Ergebnisse in Anlage I zusammengefasst sind.

##### 4.2.3.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 25 Bohrkerne ( $\varnothing$  113 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  zur Verfügung. Diese Bohrkerne wurden jeweils in zwei Probekörper mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  zerteilt, wovon ein Probekörper zur Prüfung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit verwendet wurde. Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 25 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 24 Probekörper zur Verfügung.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung 7 Tage lang unter Wasser gelagert. Zusätzlich zu den Abmessungen wurden vor der Prüfung sowohl das Trockengewicht vor der Lagerung unter Wasser als auch das Gewicht nach der Lagerung unter Wasser ermittelt. Überschüssige Feuchtigkeit wurde vor der Prüfung von der Oberfläche der Probekörper abgewischt. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1).

Die Druckfestigkeit der zuvor genannten Probekörper wurde im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt, die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt.

Entsprechend dem in Abb. 4-9 dargestellten Bohrkern aus Bereich I, konnte auch an Bohrkernen aus Bereich II eine dunkle Verfärbung im hinteren Bereich, der nicht der Umgebungsluft ausgesetzt war, festgestellt werden.

In Abb. 4-15 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit aller Probekörper beträgt 44,22 N/mm<sup>2</sup> und liegt somit 11,48 N/mm<sup>2</sup> unterhalb der mittleren Bohrkerndruckfestigkeit von Bereich I. Probekörper mit Bewehrung wurden bei der Prüfung nicht berücksichtigt.

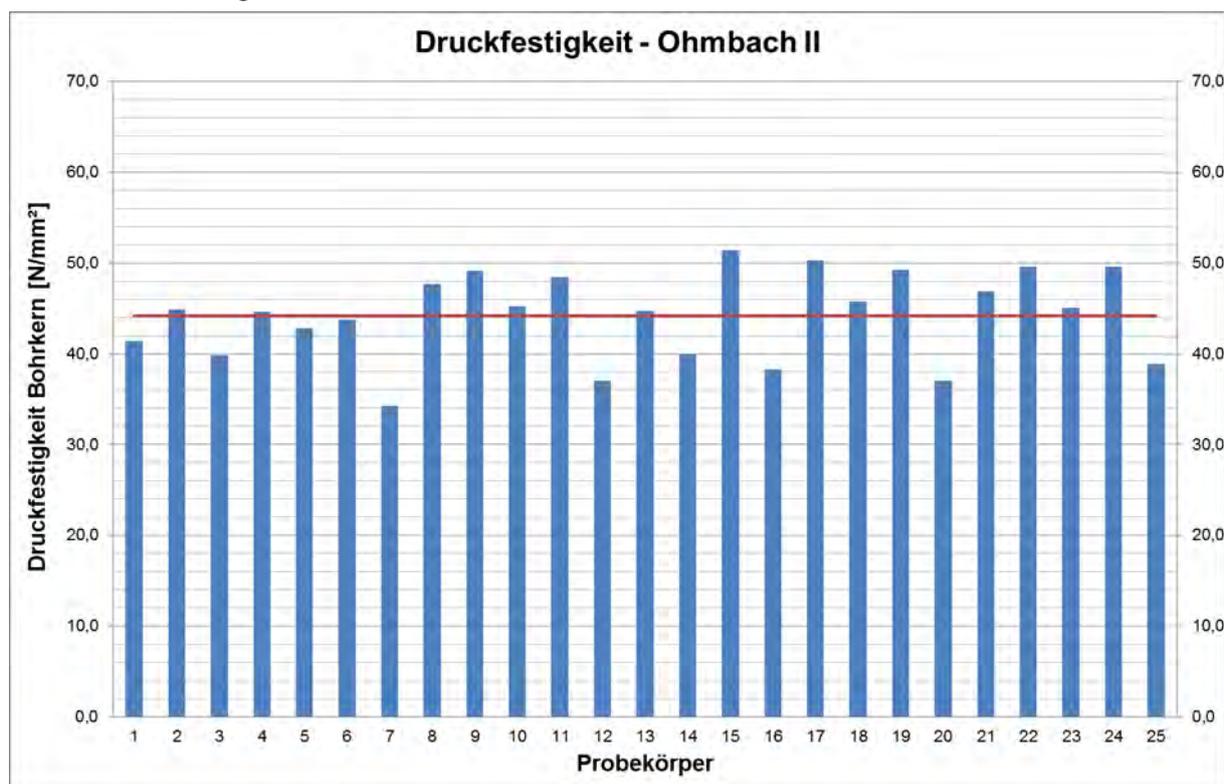


Abb. 4-15 Betondruckfestigkeit - Stützwand Ohmbach II, Pirmasens

In Abb. 4-16 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

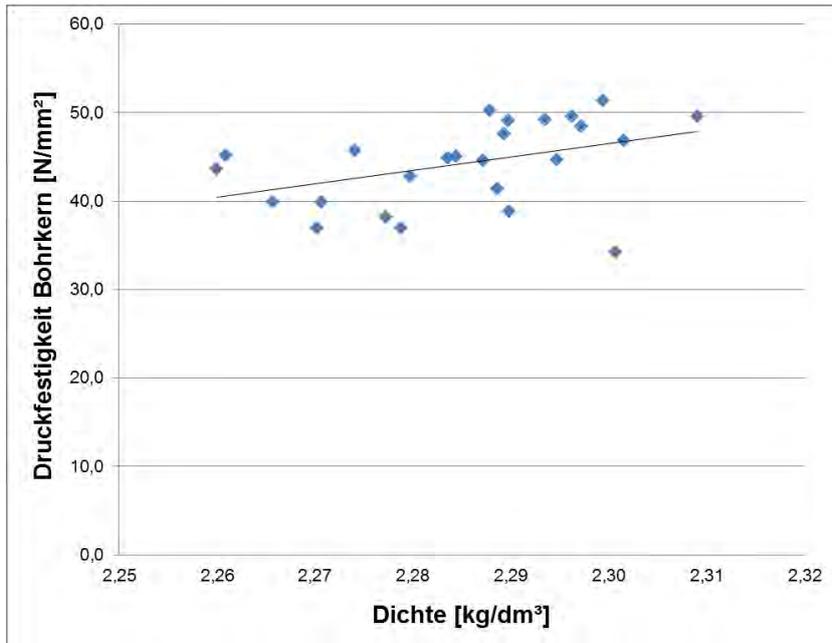


Abb. 4-16 Druckfestigkeit/Dichte des Betons - Stützwand Ohmbach II

Zusätzlich wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau die Spaltzugfestigkeit des Betons untersucht, welche in Abb. 4-17 nach Entnahmestelle sortiert dargestellt ist. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit über alle Probekörper beträgt 3,59 N/mm<sup>2</sup> und liegt somit 0,59 N/mm<sup>2</sup> unterhalb der mittleren Spaltzugfestigkeit von Bereich I.

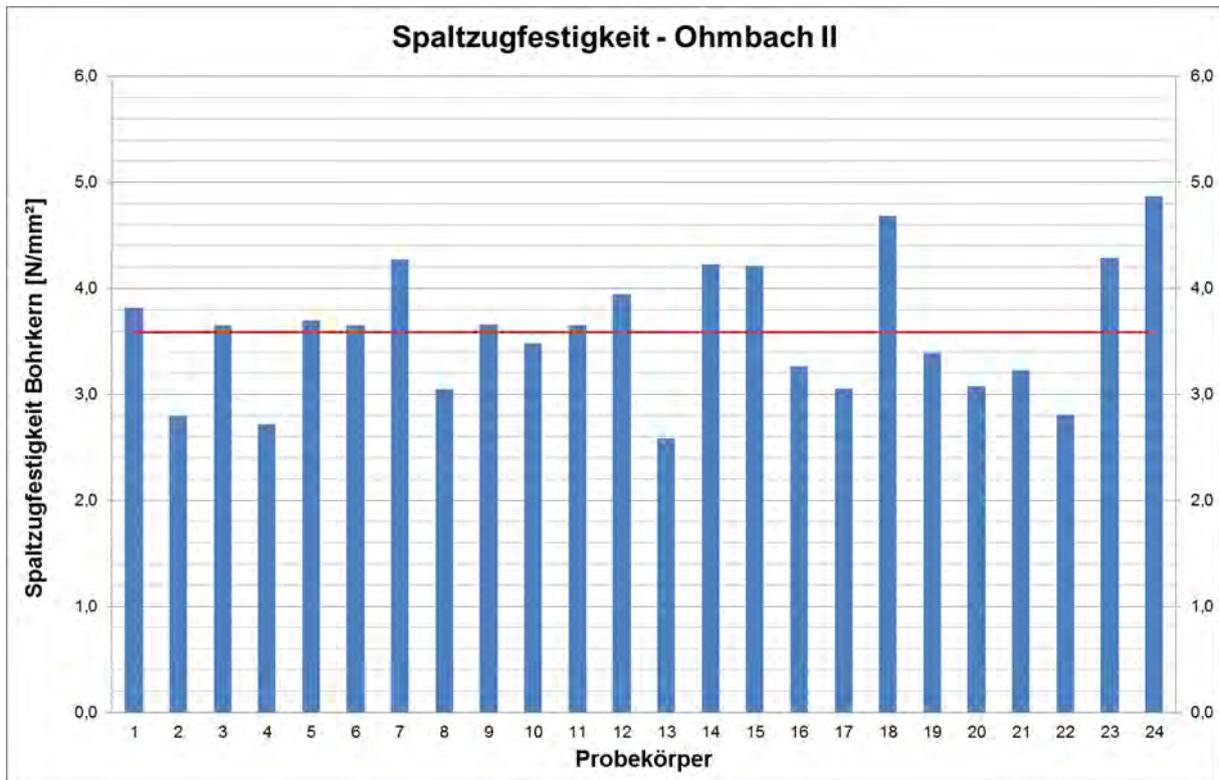


Abb. 4-17 Spaltzugfestigkeit - Stützwand Ohmbach II, Pirmasens

In Abb. 4-18 ist die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons dargestellt. An der Trendlinie ist zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Spaltzugfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

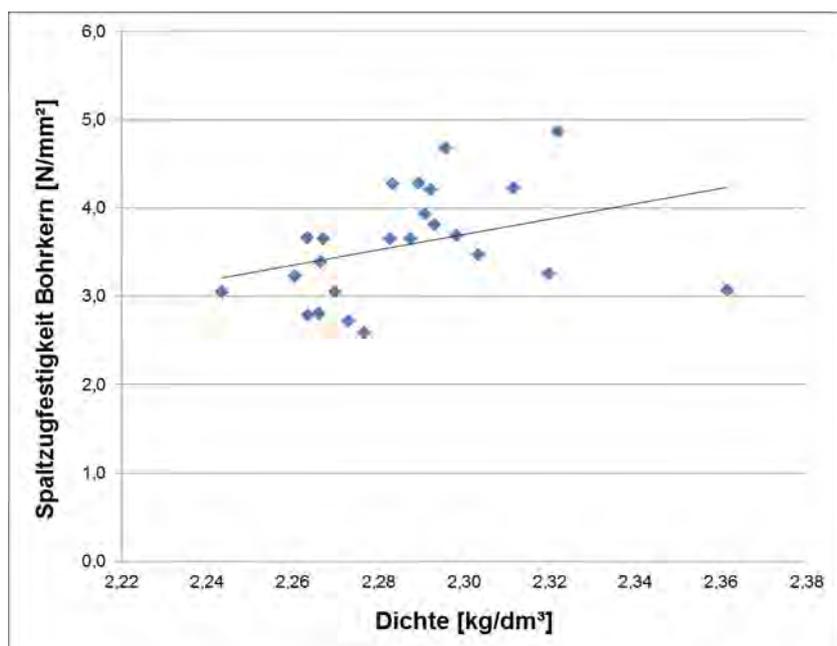


Abb. 4-18 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Stützwand Ohmbach II

Durch die geringe Karbonatisierungstiefe konnte der Einfluss auf die Betonfestigkeiten beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

Die chemische Analyse am Bohrkern SZ G2 (Prüfbereich G) und SZ L1 (Prüfbereich L) durch die Bundesanstalt für Wasserbau ergab einen Anteil an unlöslichem Material von 69,33 M.-% und 69,67 M.-%. Als Zementgehalt konnte für die beiden Proben aus Bereich II ein Anteil von 15,17 M.-% und 14,79 M.-% festgestellt werden.

Auch auf Grundlage der in Anlage I angegebenen Ergebnisse der chemischen Analyse kann somit die Verwendung verschiedener Betone für Bereich I und II bestätigt werden.

#### 4.2.3.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 25 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls 24 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-5 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-5 Stützwand Ohmbach II – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	25	24
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm²]	44,22	3,59
Standardabweichung $s_x$ [N/mm²]	4,79	0,62
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,11	0,17

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Wasser gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-6 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 36,20 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-6 Stützwand Ohmbach II – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	3,78
Standardabweichung $\sigma_y$	0,11
$k_n$	1,74
$f_{ck, is, Bk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	36,20

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 36,20 = 29,68 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 3,59 = 3,23 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

#### 4.2.4 Weserbrücke – Hannoversch Münden



Abb. 4-19 Weserbrücke – Hannoversch Münden [Krebs und Kiefer - 2013]

#### **4.2.4.1 Beschreibung des Bauwerks**

Die in Abb. 4 19 dargestellte Weserbrücke - Hannoversch Münden wurde im Jahr 1960 errichtet. Als Bauweise wurde eine Spannbeton-Plattenbalken (vierstegig bzw. Kastenquerschnitt) verwendet.

#### **4.2.4.2 Durchführung der Untersuchung**

Die Untersuchung der Betonfestigkeit wurde im Rahmen einer statischen Nachrechnung in Zusammenarbeit mit dem zentralen Labor für Baustofftechnik – Bilfinger Construction GmbH durchgeführt.

Es wurden Bohrkern mit einem Nenndurchmesser von 100 mm an verschiedenen Stellen der Stege senkrecht zur Betonierrichtung entnommen. Die Bohrkern wurden anschließend zur Prüfung der Druckfestigkeit in Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  zugeschnitten, an welchen dann die Betondruckfestigkeit ermittelt wurde. Zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit wurden Bohrkern mit einem Verhältnis von  $d/h \approx 2,0$  verwendet.

#### **4.2.4.3 Versuchsergebnisse**

Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 20 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 10 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Gewicht bestimmt.

Das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] erforderliche Verhältnis zwischen Bohrkerndurchmesser und Größtkorn wurde bei der Wahl des Bohrkerndurchmessers berücksichtigt.

Sämtliche Probekörper wurden bis zur Prüfung bei normalem Raumklima gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Zentralen Labor für Baustofftechnik der Bilfinger Construction GmbH geprüft.

In Abb. 4-20 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit beträgt  $72,9 \text{ N/mm}^2$ . Probekörper mit Bewehrung wurden bei der Prüfung nicht berücksichtigt. Eine Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit von der jeweiligen Entnahmestelle konnte nicht festgestellt werden; d. h. es kann davon ausgegangen werden, dass alle Betone der gleichen Grundgesamtheit angehören.

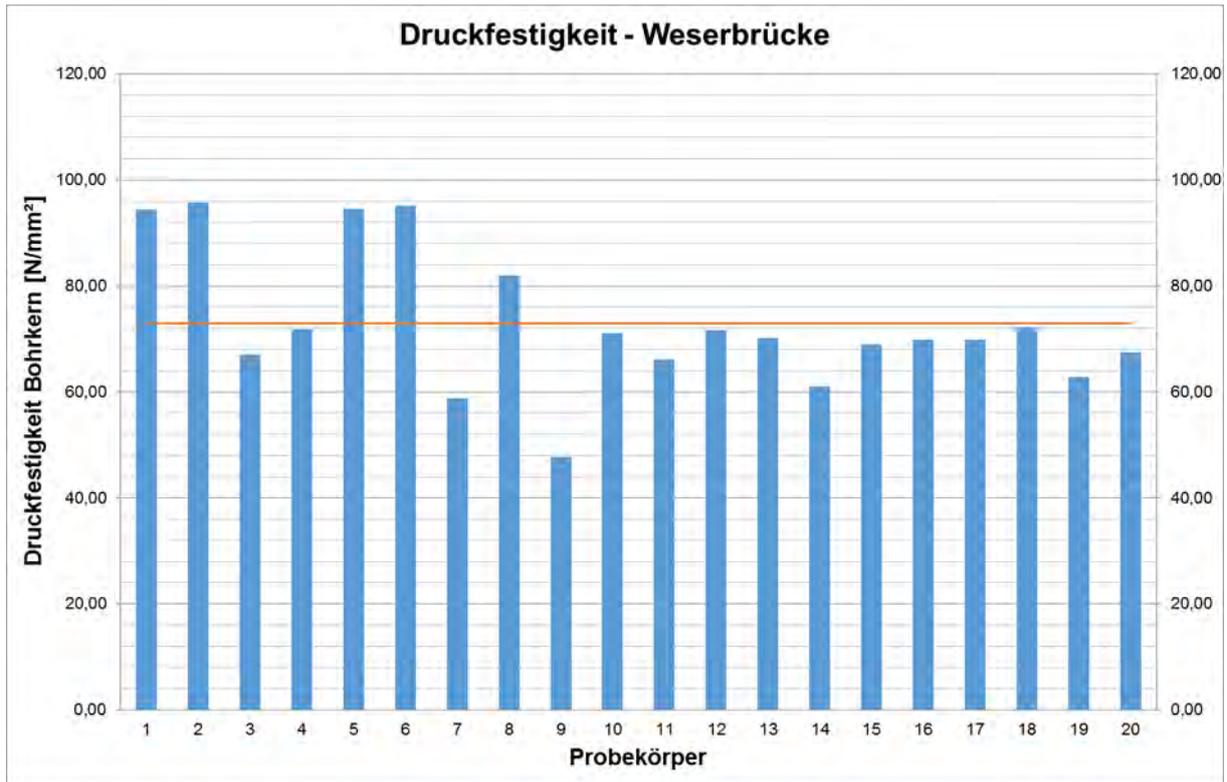


Abb. 4-20 Betondruckfestigkeit - Weserbrücke Hannoversch Münden

In Abb. 4-21 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

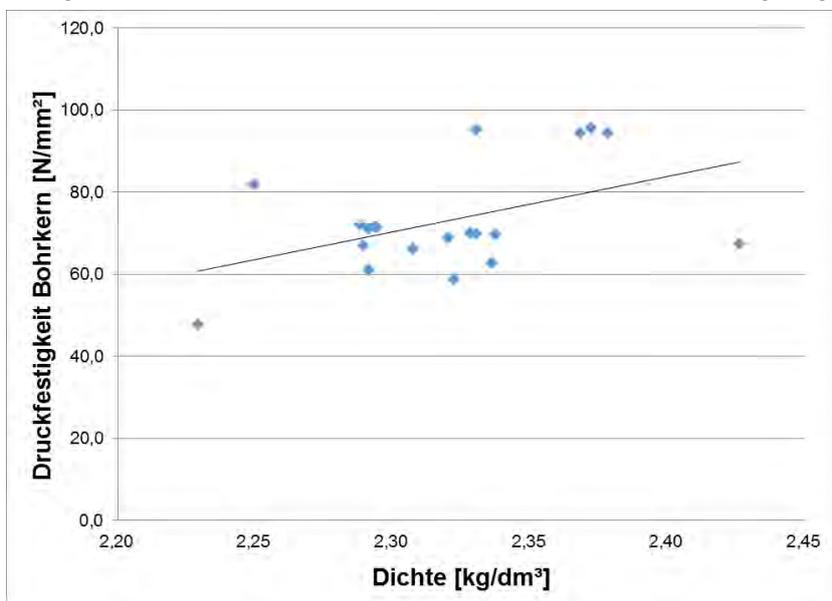


Abb. 4-21 Druckfestigkeit/Dichte des Betons - Weserbrücke Hannoversch Münden

In Abb. 4-22 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 4,04 N/mm<sup>2</sup>. Probekörper mit Bewehrung die folglich nicht geprüft werden konnten, wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der jeweiligen Entnahmestelle feststellen.

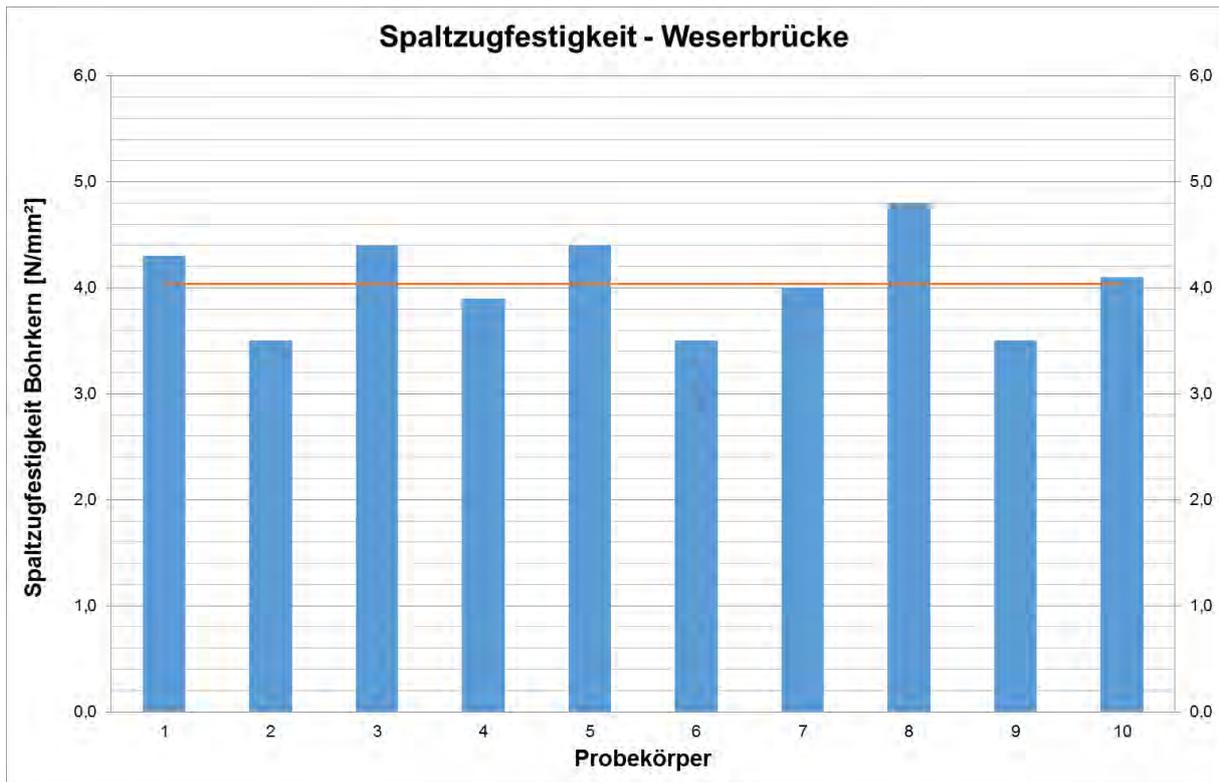


Abb. 4-22 Spaltzugfestigkeit - Weserbrücke Hannoversch Münden

Wie bei der Betondruckfestigkeit, nimmt auch die Spaltzugfestigkeit mit steigender Dichte zu (vgl. Abb. 4-23).

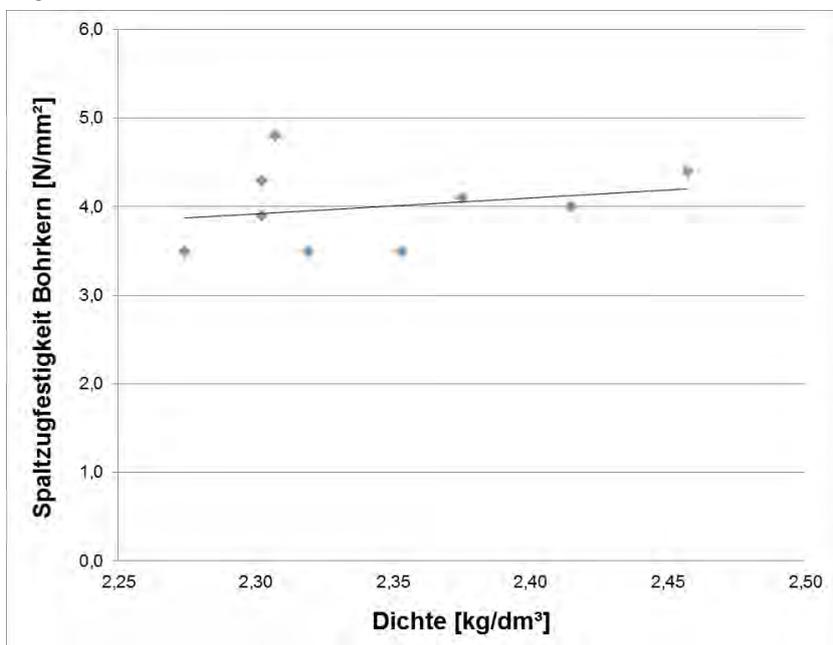


Abb. 4-23 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons - Weserbrücke Hannoversch Münden

#### 4.2.4.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 20 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 10 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Druckfestigkeitsprüfung und  $\lambda = h/\varnothing \approx 2,0$  zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-7 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-7 Weserbrücke Hannoversch Münden – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	20	10
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	72,93	4,04
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	13,09	0,45
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,18	0,11

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an trockenen gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-8 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 52,57 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-8 Weserbrücke Hannoversch Münden – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	4,27
Standardabweichung $\sigma_y$	0,18
$k_n$	1,76
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	52,57

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 0,92 \cdot 52,57 = 39,66 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden. Eine Umrechnung aufgrund der Trockenlagerung ist nach Abschn. 3.2.3 nicht erforderlich.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 4,04 = 3,64 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

#### 4.2.5 Tropfkörper Kläranlage Blümeltal I – Pirmasens



Abb. 4-24 Tropfkörper Kläranlage Blümeltal - Pirmasens

##### 4.2.5.1 Beschreibung des Bauwerks

In Abb. 4-24 ist der um ca. 1970 erbaute, inzwischen stillgelegte Tropfkörper auf dem Gelände der Kläranlage „Blümeltal“ in Pirmasens dargestellt. Das Bauwerk diente der Abwasserreinigung. Wie Abb. 4-24 und Abb. 4-25 zu entnehmen ist, ist der Behälter mit einem grobporösen Füllmaterial aus Naturstein gefüllt. Zur Abwasserreinigung wurde dieses Füllmaterial mit entschlammtem Abwasser berieselt. Mikroorganismen, welche auf dem Filtermaterial angesiedelt waren, sorgten für den Abbau der gelösten organischen Inhaltsstoffe.

Die Innenseite des Tropfkörpers war also bis zu seiner Stilllegung stets mit Wasser/Feuchtigkeit in Kontakt, während die Außenseite entweder mit der Umgebungsluft oder anstehendem Erdreich in Verbindung stand. Ein möglicher Einfluss des Abwassers auf die Festigkeit des Betons wurde jedoch nicht untersucht, da vielmehr das Verhältnis von Betondruck- zur Zugfestigkeit von Interesse war.

Sämtliche Bewehrung war als schlaaffe Bewehrung ausgeführt.

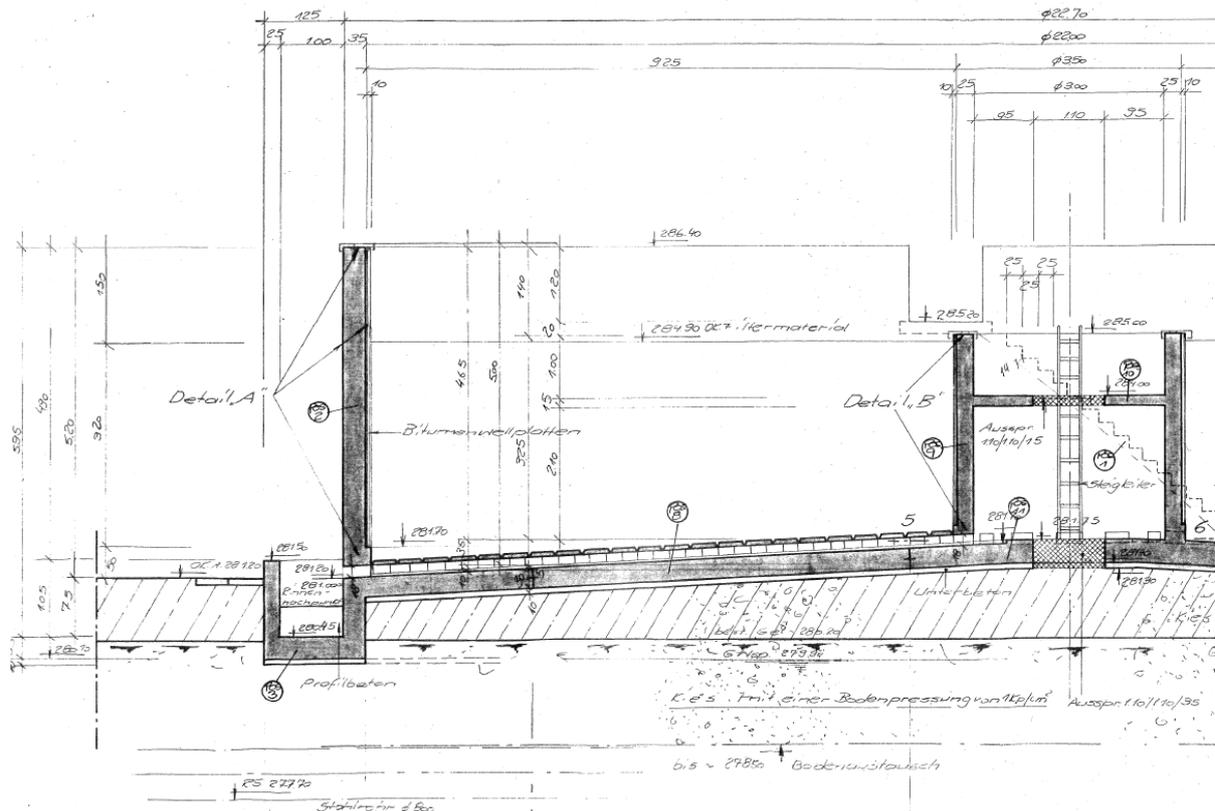


Abb. 4-25 Querschnitt Tropfkörper aus Ausführungsplan

In Abb. 4-25 ist der Querschnitt des Tropfkörpers dargestellt, welcher aus dem vorliegenden Ausführungsplan entnommen wurde. Außerdem lag ein Bewehrungsplan vor, mithilfe dessen, eine leichtere Festlegung der Prüfstellen möglich war. Zusätzlich enthält der Bewehrungsplan Angaben zu den verwendeten Baustoffen. Laut Bewehrungsplan wurde für das Bauwerk ein Beton der Güteklasse B225 nach [DIN 1045 - 1959] verwendet.

Aufgrund vorhandener Fugen in der Seitenwand des Behälters, wodurch er verwendete Beton nicht abgesichert einer Grundgesamtheit zugeordnet werden können, wurde der Behälter in zwei Prüfabschnitte eingeteilt.

In Abschn. 4.2.5 wird zunächst die Untersuchung an dem im Folgenden als „Tropfkörper I“ bezeichneten Teilbauwerk beschrieben.

#### 4.2.5.2 Durchführung der Untersuchung

Zur Untersuchung der Betonfestigkeit in Bereich I wurden aus fünf verschiedenen Prüfbereichen jeweils sechs Bohrkerne senkrecht zur Betonierichtung entnommen. Die einzelnen Prüfbereiche wurden dabei mit den Buchstaben A bis D und K gekennzeichnet.

Der Durchmesser der Bohrkerne betrug 113 mm um das entsprechende Verhältnis zum Größtkorndurchmesser einzuhalten. Die Wanddicke des Behälters beträgt 35 cm. Die Bohrkerne wurden jedoch nicht über die volle Wandstärke entnommen, sondern lediglich bis zu einer Länge zwischen 25 und 30 cm, wodurch ein Durchbohren der inneren Bewehrungslage nicht erforderlich war.

Diese Bohrkerne wurden anschließend jeweils in Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  geteilt, an welchen dann die Betondruckfestigkeit bzw. Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde. Probekörper mit Stahlanteil wurden dabei nicht berücksichtigt.

Weiterhin wurde die am Bauwerk vorliegende Karbonatisierungstiefe direkt am Tropfkörper an abgeschlagenen Bohrlochflanken untersucht. Zudem wurde für jeden Prüfbereich die Druckfestigkeit mit dem Rückprallhammer nach [DIN EN 13791 - 2008] untersucht um die Ergebnisse mit denen der Bohrkernprüfung zu vergleichen.

Zusätzlich wurde noch für einzelne Prüfbereiche an einem Bohrkern mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  der E-Modul untersucht um die Gültigkeit des in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] für den Neubaufall beschriebenen Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul für Bestandsbetone zu bewerten. Da bei der E-Modul-Prüfung nach [DIN 1048-5 - 1991] der Probekörper lediglich bis zu einem Drittel der zu erwartenden Druckfestigkeit belastet wird, kann davon ausgegangen werden, dass die E-Modul-Prüfung keine bleibende Schädigung des Betongefüges zur Folge hat. Deshalb wurden diese Probekörper nach erfolgter E-Modul-Prüfung auch noch zur Prüfung der Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit verwendet.

#### 4.2.5.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 30 Bohrkern ( $\varnothing 113$  mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  zur Verfügung. Diese Bohrkern wurden jeweils in zwei Probekörper mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  zerteilt, wovon ein Probekörper zur Prüfung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit verwendet wurde. Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 30 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 29 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Trockengewicht bestimmt.

Sämtliche Probekörper wurden direkt nach der Entnahme für die Prüfung vorbereitet und anschließend umgehend geprüft, um möglichst genau die am Bauwerk vorherrschenden Bedingungen abzubilden. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] direkt auf die Würfeldruckfestigkeit am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm geschlossen werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1).

Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.



Abb. 4-26

Bruchfläche Bohrkern Tropfkörper Kläranlage Blümelthal - Pirmasens

In Abb. 4-26 ist die Bruchfläche eines Bohrkerns aus dem Tropfkörper Kläranlage Blümelstal – Pirmasens dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass der verwendete Bohrkerndurchmesser größer als der dreifache Größtkorndurchmesser des verwendeten Rundkorns von  $d_{max} = 16 \text{ mm}$  ist, womit das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] angegebene Verhältnis eingehalten ist.

In Abb. 4-27 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit aller Probekörper aus Bereich I beträgt  $69,57 \text{ N/mm}^2$ . Probekörper mit Bewehrung wurden bei der Prüfung nicht berücksichtigt. Eine Abhängigkeit der Entnahmestelle von der Druckfestigkeit kann nicht festgestellt werden, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass für Tropfkörper I eine Betonsorte verwendet wurde; d. h. der Beton kann einer Grundgesamtheit zugeordnet werden.

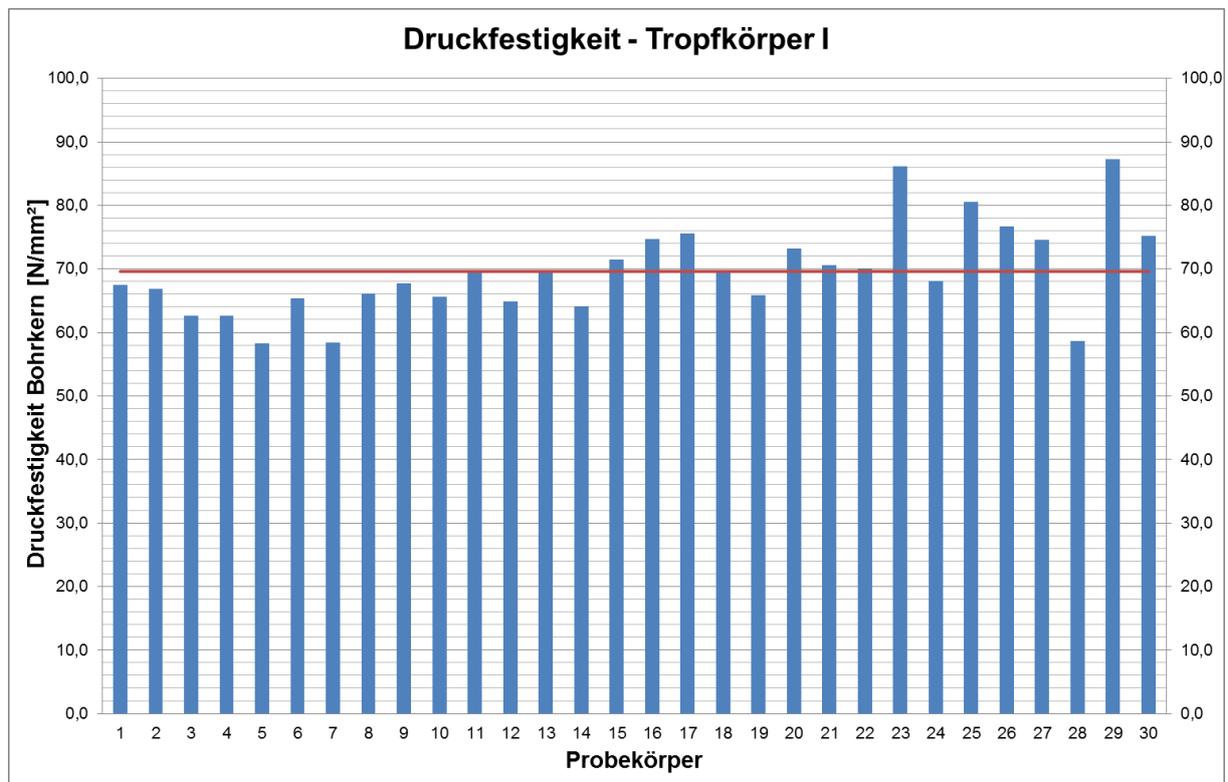


Abb. 4-27 Betondruckfestigkeit Tropfkörper I - Pirmasens

In Abb. 4-28 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

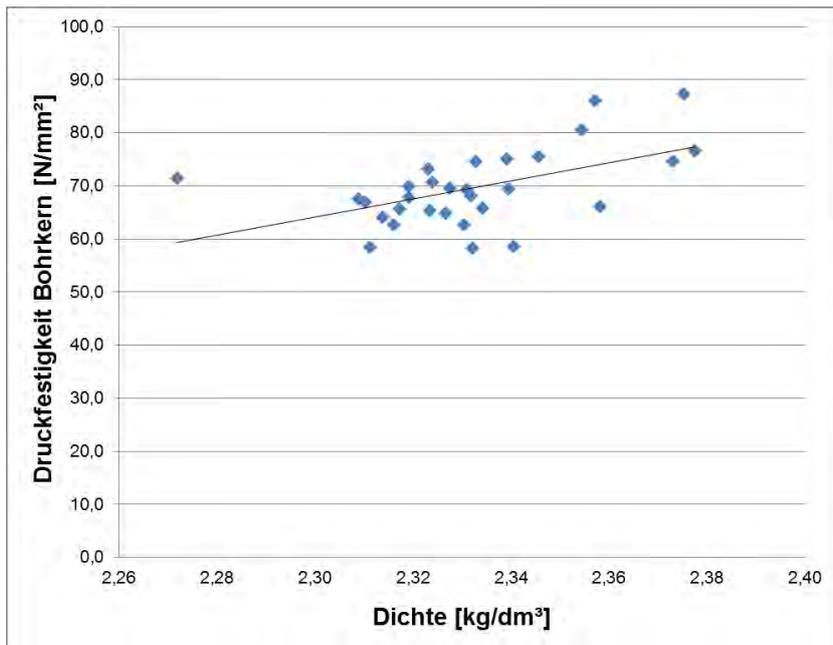


Abb. 4-28 Druckfestigkeit/Dichte des Betons – Tropfkörper I

In Abb. 4-29 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 4,04 N/mm<sup>2</sup>. Probekörper mit Bewehrung die folglich nicht geprüft werden konnten, wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der jeweiligen Entnahmestelle feststellen.

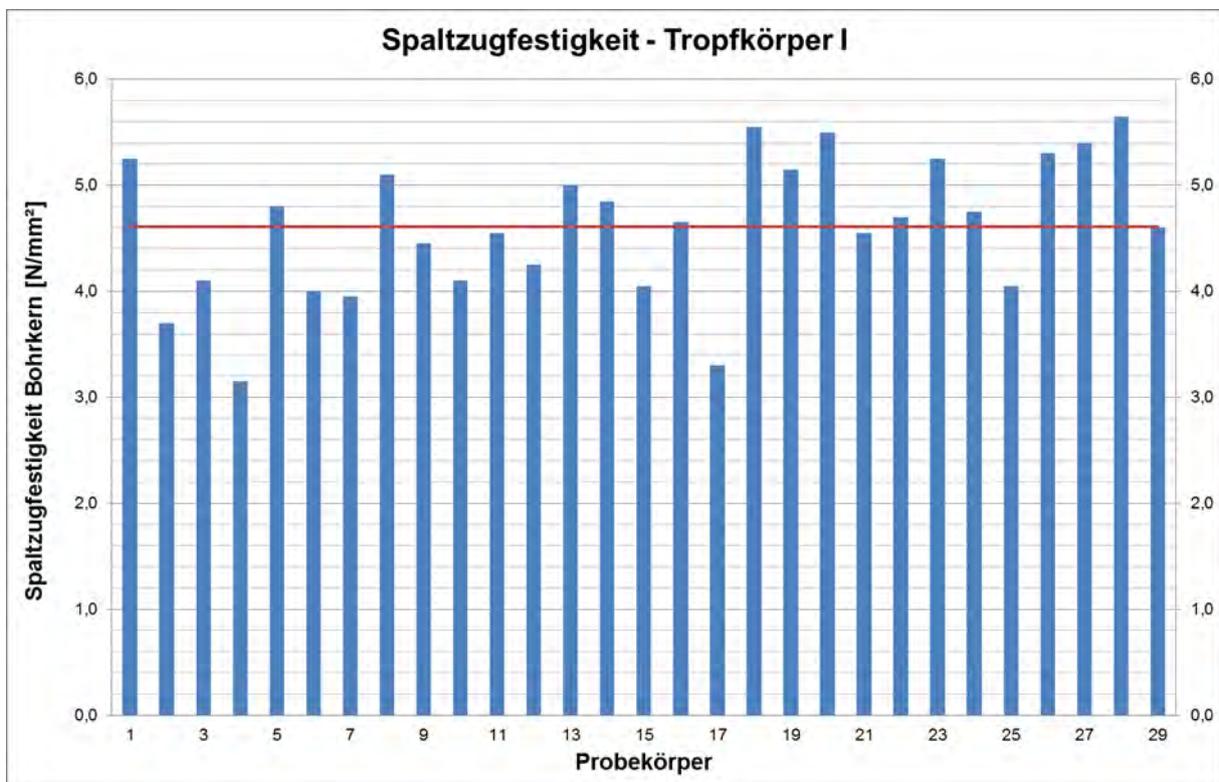


Abb. 4-29 Spaltzugfestigkeit Tropfkörper I – Pirmasens

Wie bei der Betondruckfestigkeit, nimmt auch die Spaltzugfestigkeit mit steigender Dichte zu (vgl. Abb. 4-30).

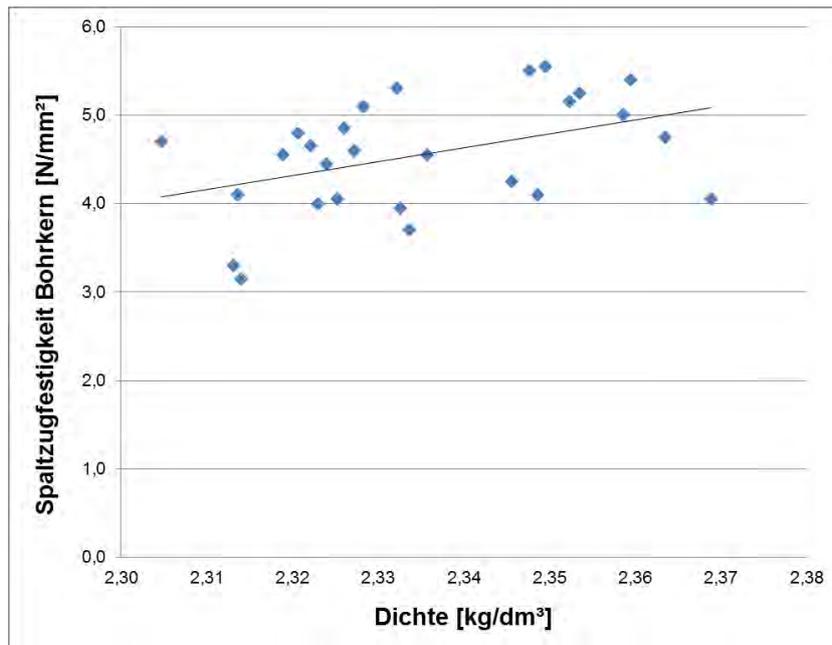


Abb. 4-30 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Tropfkörper I

Um den Einfluss der Karbonatisierung zu untersuchen, wurde am Bauwerk je Prüfbereich an einem Bohrloch an einer frisch abgeschlagenen Bruchfläche die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Die Karbonatisierungstiefe wurde dabei in Bauteildickenrichtung von der äußeren Oberfläche aus gemessen. Im Mittel ergab sich für die fünf Prüfbereiche eine Karbonatisierungstiefe von 11,9 mm. Dieser Bereich wurde jedoch beim Zerschneiden der Bohrkern in einzelne Prüfkörper nicht berücksichtigt. Sämtliche Festigkeiten wurden also an Probekörpern ohne karbonatisierte Bereiche getestet. Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte somit beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

Zusätzlich zur Bestimmung der Bauwerksfestigkeit am Bohrkern wurde die Druckfestigkeit je Prüfbereich mit dem Rückprallhammer nach [DIN EN 12504-2 - 2012] untersucht um mit der am Bohrkern ermittelten Festigkeit zu vergleichen. Nach Tab. NA.2 [E DIN EN 13791/A20 - 2014] ergibt sich als Festigkeitsklasse nach [DIN EN 206 – 14] C40/50 (siehe Anlage II).

Weiterhin wurde für das vorliegende Bauwerk der E-Modul nach [DIN 1048-5 - 1991] untersucht (siehe Abb. 4-31). Dazu wurden aus den Bohrkernen Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  geschnitten; d. h.  $d/h \approx 113/226$  mm. Für die Prüfung des E-Moduls wurde aus vier Prüfbereichen jeweils ein Bohrkern zufällig entnommen. Der Mittelwert der vier Prüfwerte, beträgt 37100 N/mm<sup>2</sup>.

Für den Neubaufall wird der Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul in [DIN EN 1992-1-1 - 2011], Tab. 3.1 nach Gleichung (4-1) beschrieben:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (4-1)$$

$E_{cm}$  beschreibt dabei den mittleren Elastizitätsmodul als Sekante und  $f_{cm}$  den Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons.

In Abb. 4-31 sind sowohl der experimentell bestimmte als auch der nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete E-Modul dargestellt.

Nach Umrechnung der am Bohrkern mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  geprüften Betondruckfestigkeit ergibt sich für Bereich I eine mittlere Betondruckfestigkeit, bezogen auf den Normzylinder von 54,1 N/mm<sup>2</sup>.

$$f_{cm,is} = f_{cm,is,Bk} \cdot 0,82 = 69,6 \cdot 0,82 = 57,1 \text{ N/mm}^2$$

Für den mittleren Elastizitätsmodul nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] gilt somit:

$$E_{cm,is} = 22.000 \cdot (57,1/10)^{0,3} = 37100 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Die Berechnung des E-Moduls nach Gleichung (4-1) entspricht somit exakt dem tatsächlich am Bauwerk vorliegenden E-Modul.

Auf Grundlage der vorliegenden Daten kann also die Gültigkeit des in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] (Gleichung (4-1)) für den Neubaufall enthaltenen Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und Elastizitätsmodul auch für Bestandsbetone bestätigt werden.

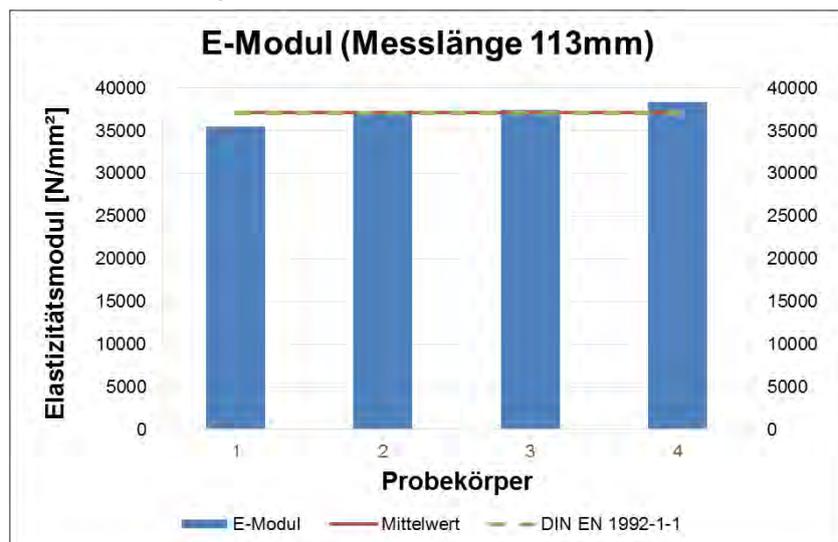


Abb. 4-31 E-Modul Tropfkörper I – Pirmasens

#### 4.2.5.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 30 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 29 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-9 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-9 Tropfkörper I – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	30	29
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm²]	69,57	4,61
Standardabweichung $s_x$ [N/mm²]	7,17	0,66
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,10	0,14

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Laborklima gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-10 zu:

$$f_{ck,is,Bk} = 58,15 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-10 Tropfkörper I – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	4,24
Standardabweichung $\sigma_y$	0,10
$k_n$	1,73
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	58,15

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 0,92 \cdot 58,15 = 43,87 \text{ N/mm}^2$$

Im Vergleich zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallhammerprüfung, die zu einer Einstufung des Betons in die Festigkeitsklasse C40/50 führt, liefert die Untersuchung am Bohrkern eine um 3,87 N/mm<sup>2</sup> (ca. 10 %) höhere charakteristische Betondruckfestigkeit bezogen auf den Normzylinder. Die Abweichung zwischen Rückprallhammerprüfung und Bohrkernuntersuchung ist für den vorliegenden Beton somit als sehr gering einzustufen, was jedoch nicht zuletzt durch die geringe Karbonatisierungstiefe zu begründen ist.

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 4,61 = 4,15 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

## 4.2.6 Tropfkörper Kläranlage Blümelstal II – Pirmasens

### 4.2.6.1 Beschreibung des Bauwerks

Im Folgenden wird der als „Tropfkörper II“ bezeichnete Teilabschnitt des Tropfkörpers auf dem Gelände der Kläranlage Pirmasens beschrieben.

Tropfkörper II ist baugleich zu dem in Abschn. 4.2.5 sowie Abb. 4-24 und 4-25 dargestellten Tropfkörper I ausgeführt.

### 4.2.6.2 Durchführung der Untersuchung

Die Bauwerksuntersuchung wurde dabei entsprechend der in Abschn. 4.2.5 beschriebenen Untersuchung von Tropfkörper I durchgeführt.

Aus fünf Prüfbereichen wurden jeweils sechs oder sieben Bohrkern mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  und einem Nenndurchmesser von 113 mm senkrecht zur Betonierrichtung entnommen. Die einzelnen Prüfbereiche wurden dabei mit den Buchstaben E bis I gekennzeichnet. Neben Druck- und Spaltzugfestigkeit wurde an einzelnen Bohrkernen auch noch der E-Modul geprüft.

#### 4.2.6.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 33 Bohrkern (Ø 113 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  zur Verfügung. Diese Bohrkern wurden jeweils in zwei Probekörper mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  zerteilt, wovon ein Probekörper zur Prüfung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit verwendet wurde. Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 33 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 26 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Trockengewicht bestimmt.

Sämtliche Probekörper wurden direkt nach der Entnahme für die Prüfung vorbereitet und anschließend umgehend geprüft, um möglichst genau die am Bauwerk vorherrschenden Bedingungen abzubilden. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] direkt auf die Würfeldruckfestigkeit am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm geschlossen werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1).

Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.

Das Gefüge des in Bereich II verwendeten Betons unterscheidet sich nicht von dem in Abb. 4-26 dargestellten, in Bereich I verwendeten Beton.

In Abb. 4-32 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit aller Probekörper aus Bereich II beträgt  $62,7 \text{ N/mm}^2$ . Probekörper mit Bewehrung wurden bei der Prüfung nicht berücksichtigt. Eine Abhängigkeit der Entnahmestelle von der Druckfestigkeit kann nicht festgestellt werden, weshalb davon ausgegangen werden kann, dass für Tropfkörper II eine Betonsorte verwendet wurde; d. h. der Beton kann einer Grundgesamtheit zugeordnet werden.

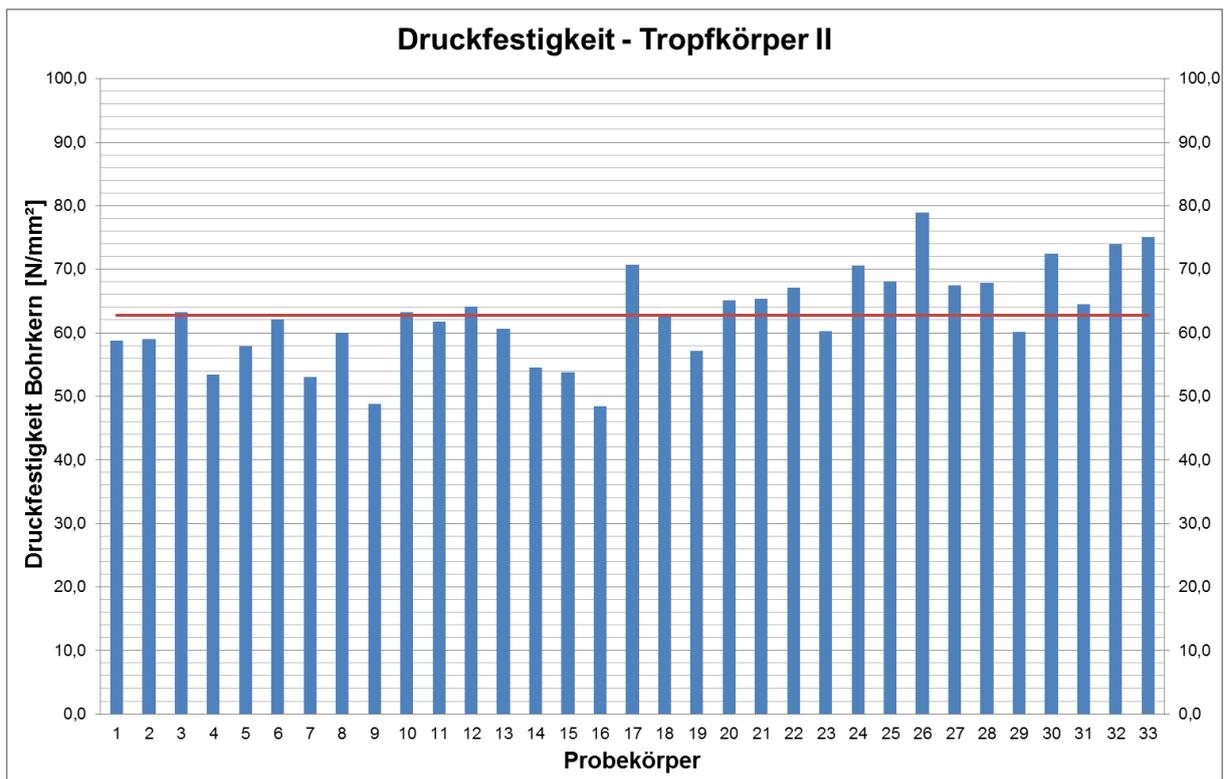


Abb. 4-32 Betondruckfestigkeit Tropfkörper II – Pirmasens

In Abb. 4-33 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

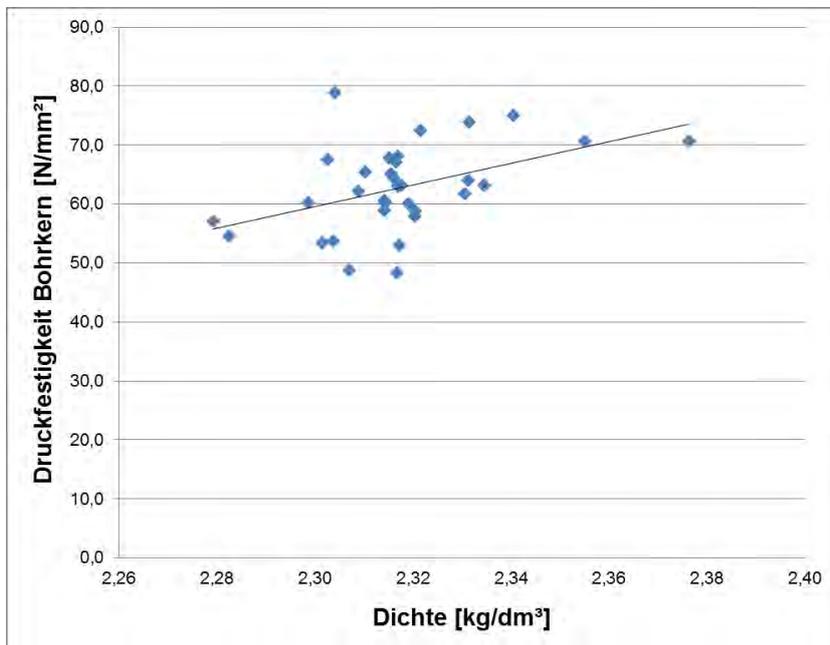


Abb. 4-33 Druckfestigkeit/Dichte des Betons – Tropfkörper II

In Abb. 4-34 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 4,23 N/mm². Probekörper mit Bewehrung die folglich nicht geprüft werden konnten, wurden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der jeweiligen Entnahmestelle feststellen.

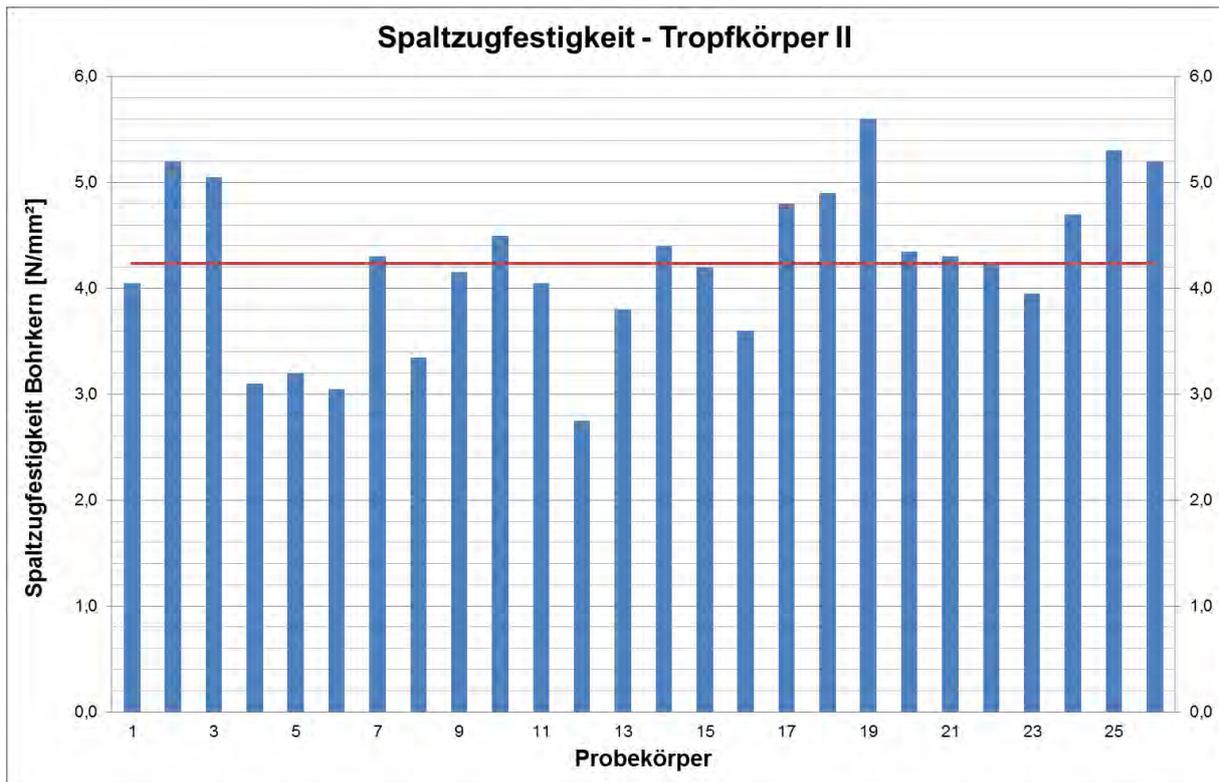


Abb. 4-34 Spaltzugfestigkeit Tropfkörper II – Pirmasens

Wie bei der Betondruckfestigkeit, nimmt auch die Spaltzugfestigkeit mit steigender Dichte zu (vgl. Abb. 4-35).

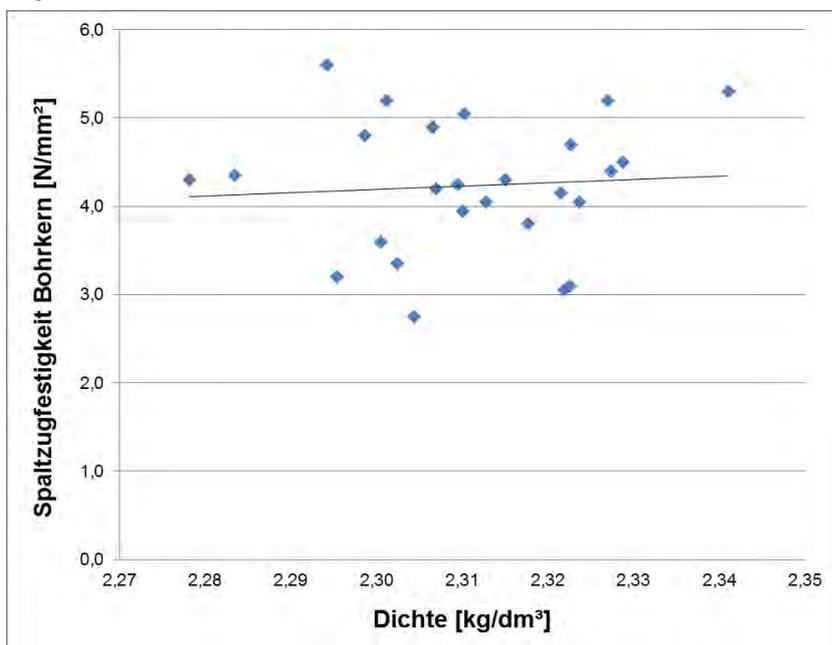


Abb. 4-35 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Tropfkörper II

Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte wie schon bei Tropfkörper I aufgrund der geringen Karbonatisierungstiefe beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

Zusätzlich zur Bestimmung der Bauwerksfestigkeit am Bohrkern wurde die Druckfestigkeit je Prüfbereich mit dem Rückprallhammer nach [DIN EN 12504-2 - 2012] untersucht um mit der

am Bohrkern ermittelten Festigkeit zu vergleichen. Nach Tab. NA.2 [E DIN EN 13791/A20 - 2014] ergibt sich als Festigkeitsklasse nach [DIN EN 206 – 14] C30/37 (siehe Anlage III).

Weiterhin wurde für Tropfkörper II ebenfalls der E-Modul nach [DIN 1048-5 - 1991] untersucht (siehe Abb. 4-36). Dazu wurden aus den Bohrkernen Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  geschnitten; d. h.  $d/h \approx 113/226$  mm. Für die Prüfung des E-Moduls wurde aus drei Prüfbereichen jeweils ein Bohrkern zufällig entnommen. Der Mittelwert der drei Prüfwerte, beträgt  $33500 \text{ N/mm}^2$ .

In Abb. 4-36 sind sowohl der experimentell bestimmte als auch der nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete E-Modul dargestellt.

Nach Umrechnung der am Bohrkern mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  geprüften Betondruckfestigkeit ergibt sich für Tropfkörper II eine mittlere Betondruckfestigkeit, bezogen auf den Normzylinder von  $51,4 \text{ N/mm}^2$ .

$$f_{cm, is} = f_{cm, is, Bk} \cdot 0,82 = 62,7 \cdot 0,82 = 51,4 \text{ N/mm}^2$$

Für den mittleren Elastizitätsmodul nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] gilt somit:

$$E_{cm, is} = 22.000 \cdot (51,4 / 10)^{0,3} = 36000 [\text{N/mm}^2]$$

Bei einer Berechnung des E-Moduls nach Gleichung (4-1) wird also der tatsächlich am Bauwerk vorliegende E-Modul um  $2500 \text{ N/mm}^2$  was einer Überschreitung um  $7,5 \%$  entspricht überschätzt.

Auf Grundlage der vorliegenden Daten kann also die Gültigkeit des in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] (Gleichung (4-1)) für den Neubaufall enthaltenen Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und Elastizitätsmodul auch für Bestandsbetone bestätigt werden

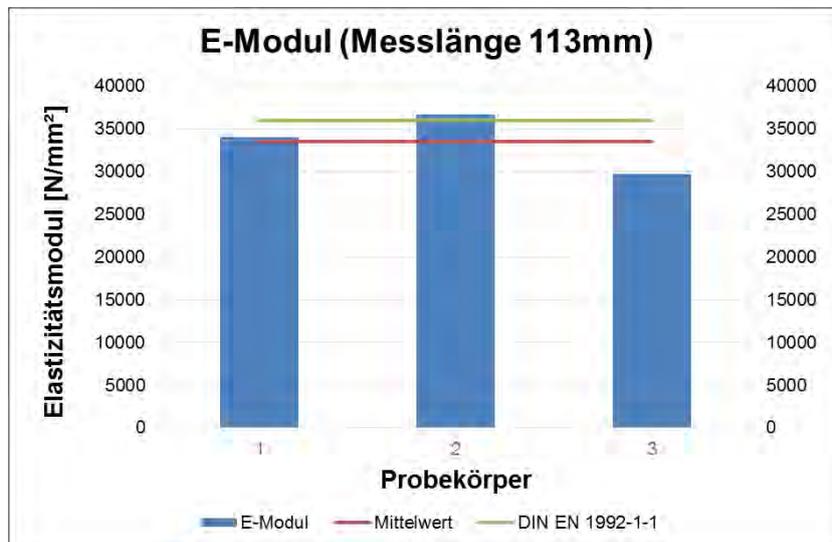


Abb. 4-36 E-Modul Tropfkörper II – Pirmasens

#### 4.2.6.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 33 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 26 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-11 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-11 Tropfkörper II – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	33	26
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	62,75	4,23
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7,32	0,53
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,12	0,12

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Laborklima gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-12 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 50,83 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-12 Tropfkörper II – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	4,13
Standardabweichung $\sigma_y$	0,12
$k_n$	1,73
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	50,83

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 0,92 \cdot 50,83 = 38,35 \text{ N/mm}^2$$

Im Vergleich zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit mittels Rückprallhammerprüfung, die zu einer Einstufung des Betons in die Festigkeitsklasse C30/37 führt, liefert die Untersuchung am Bohrkern eine um 8,35 N/mm<sup>2</sup> (ca. 28 %) höhere charakteristische Betondruckfestigkeit bezogen auf den Normzylinder. Die Abweichung zwischen Rückprallhammerprüfung und Bohrkernuntersuchung ist für den vorliegenden Beton somit als gering einzustufen.

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 4,23 = 3,81 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

#### 4.2.7 Bodenplatte ACO Gusswerk – Kaiserslautern



Abb. 4-37 Bodenplatte ACO Gusswerk – Kaiserslautern

##### 4.2.7.1 Beschreibung des Bauwerks

In Abb. 4-37 ist ein Gebäude im Außenbereich des ACO Gusswerks in Kaiserslautern mit der angrenzenden Bodenplatte dargestellt. Der Bauzeitpunkt der Bodenplatte kann nicht genau datiert werden; liegt jedoch mindestens 30 Jahre zurück.

Die Bodenplatte wird nicht durch den Dachüberstand geschützt und ist somit ganzjährig den Witterungseinflüssen ausgesetzt. Die Unterseite der Bodenplatte ist ohne Zwischenschichten direkt auf dem Baugrund gegründet.

Die Bodenplatte wurde als unbewehrtes Bauteil ausgeführt.

##### 4.2.7.2 Durchführung der Untersuchung

Zur Untersuchung der Betonfestigkeit wurden aus fünf verschiedenen Bereichen der Bodenplatte jeweils acht Bohrkern in Betonierichtung mit einem Nenndurchmesser von 100 mm über die komplette Dicke der Bodenplatte entnommen. Da die Dicke der Bodenplatte zwischen 15 und 20 cm variiert, konnte aus jedem Bohrkern nur ein Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  entnommen werden, an welchen dann die Betondruckfestigkeit bzw. Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde.

Weiterhin wurde die Karbonatisierungstiefe an einzelnen Bohrkernen / abgeschlagenen Bohrlochflanken getestet.

#### 4.2.7.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 40 Bohrkern (Ø 100 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \leq 2,0$  zur Verfügung.

Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 19 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 20 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Trockengewicht bestimmt.



Abb. 4-38 Bohrkern Bodenplatte ACO Gusswerk – Kaiserslautern

In Abb. 4-38 ist deutlich zu erkennen, dass der verwendete Bohrkerndurchmesser größer als der dreifache Größtkorndurchmesser des verwendeten Rundkorns von  $d_{\max} = 16$  mm ist, womit das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] angegebene Verhältnis eingehalten ist.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung nach DIN EN 12504-1 mindestens 48 Stunden bei  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  unter Wasser gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.

In Abb. 4-39 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit beträgt  $50,4$  N/mm<sup>2</sup>. Eine Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit von den einzelnen Prüfbereichen konnte nicht festgestellt werden; d. h. es kann davon ausgegangen werden, dass alle Probekörper einer Grundgesamtheit angehören. Die große Streuung der einzelnen Prüfwerte lässt sich durch das sehr inhomogene Betongefüge sowie die unterschiedliche Bauteildicke verbunden mit ungleichmäßigem Wasserverlust des Frischbetons über den direkten Kontakt zum Baugrund begründen.

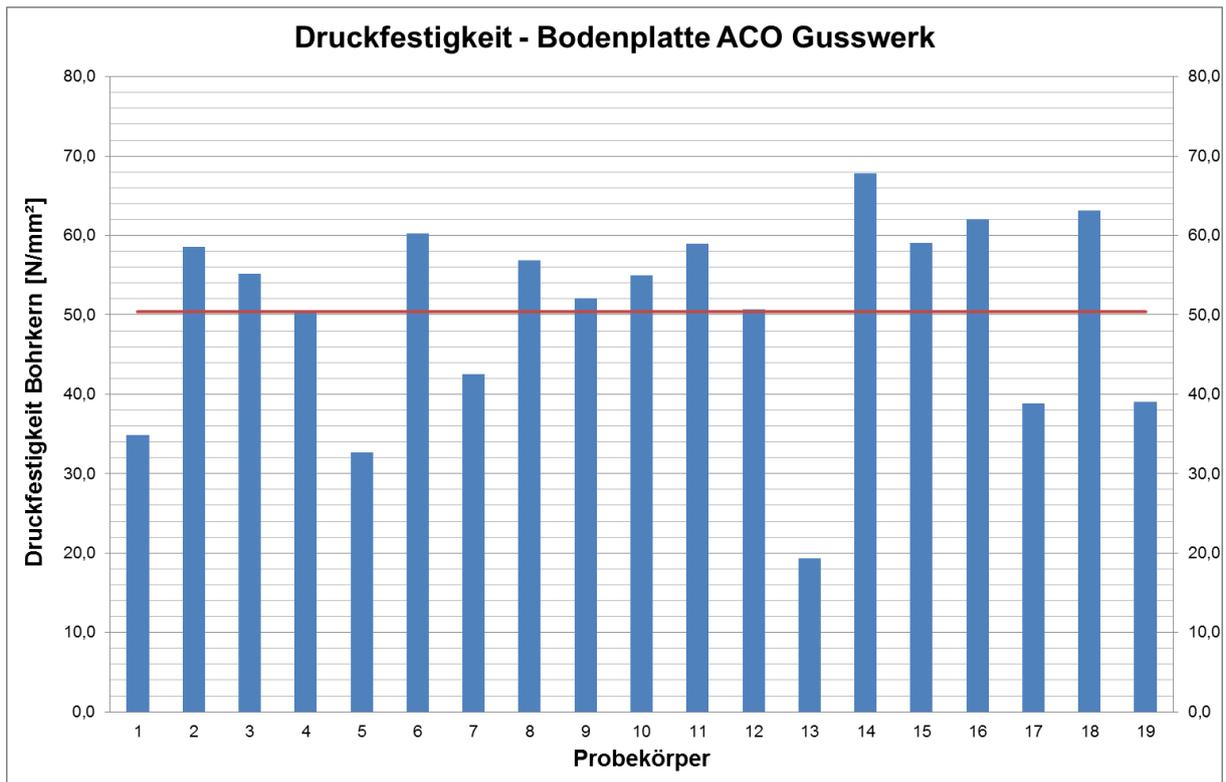


Abb. 4-39 Betondruckfestigkeit ACO Gusswerk – Kaiserslautern

Der zuvor beschriebene Einfluss der Inhomogenität des Betons auf dessen Druckfestigkeit ist in Abb. 4-40 exemplarisch für die Dichte dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte die Druckfestigkeit des Betons tendenziell ansteigt.

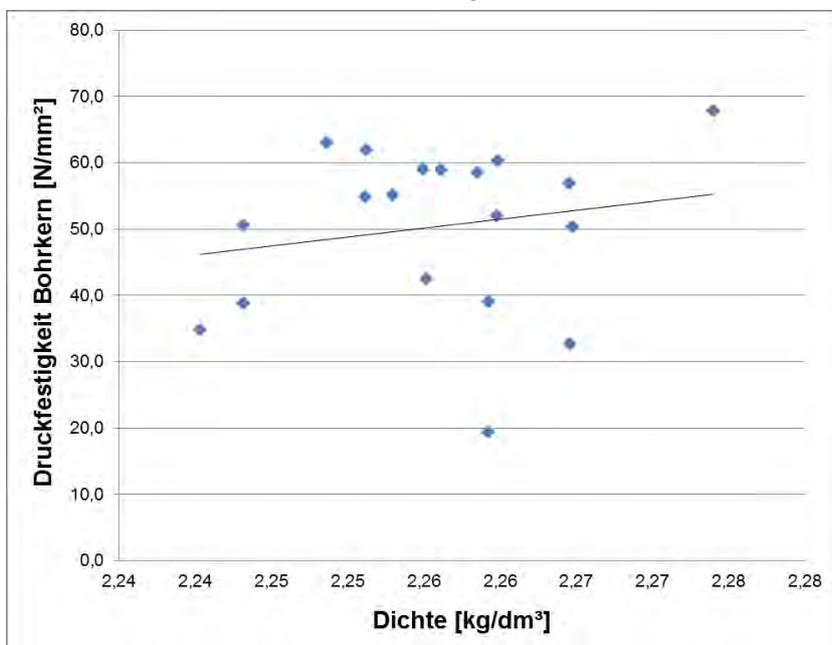


Abb. 4-40 Druckfestigkeit/Dichte des Betons – Bodenplatte ACO Gusswerk

In Abb. 4-41 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 4,02 N/mm². Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von den einzelnen

Prüfbereichen feststellen. Vielmehr ist die große Streuung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls durch die Inhomogenität des Betongefüges und die unterschiedliche Bauteildicke begründen.

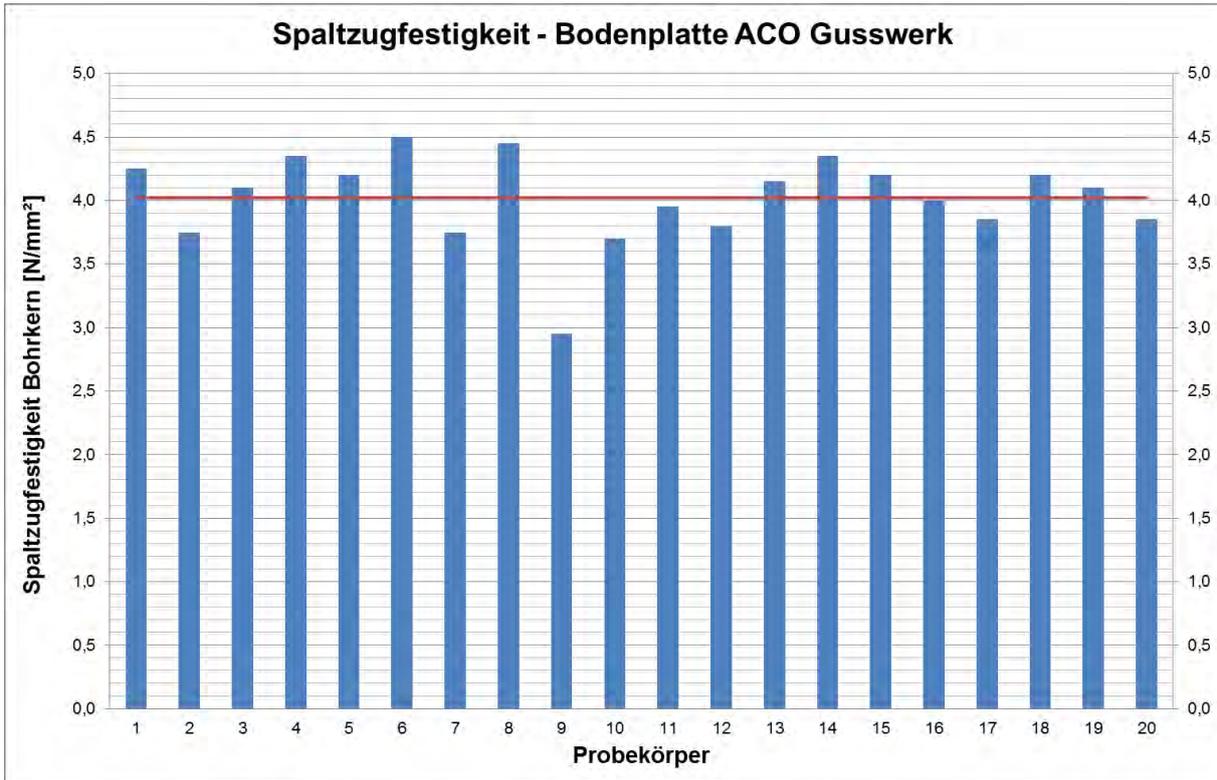


Abb. 4-41 Spaltzugfestigkeit ACO Gusswerk – Kaiserslautern

In Abb. 4-42 ist die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons dargestellt. An der Trendlinie ist zu erkennen, dass Veränderung der Dichte beim vorliegenden Bauwerksbeton nahezu keinen Einfluss auf die Spaltzugfestigkeit hat. Es ist jedoch zu beachten, dass die Dichte der einzelnen Probekörper hier nur in einem sehr geringen Bereich streut, wodurch der Einfluss einer Änderung der Dichte auf die Spaltzugfestigkeit nur schwer erfasst werden kann.

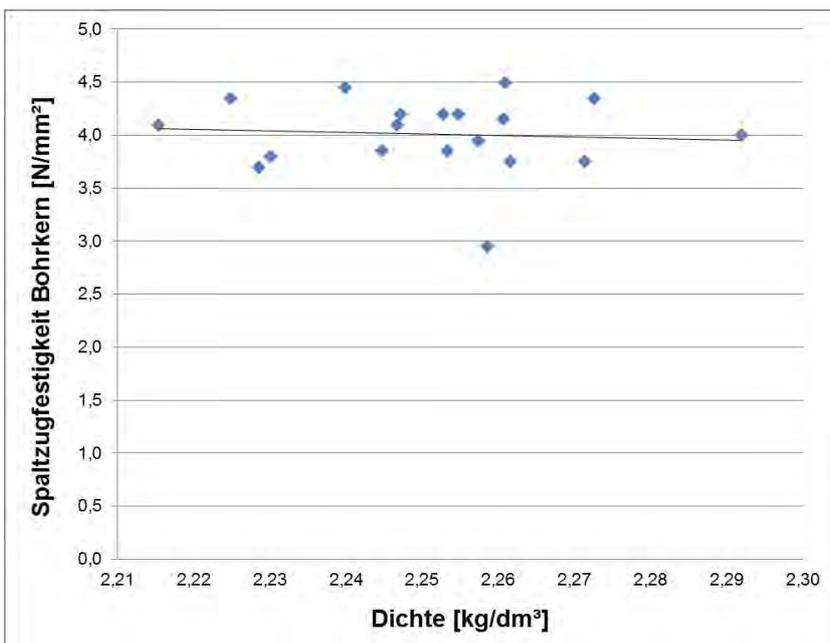


Abb. 4-42 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Bodenplatte ACO Gusswerk

Um den Einfluss der Karbonatisierung zu untersuchen, wurde an einer frisch abgeschlagenen Bruchfläche die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Die Karbonatisierungstiefe wurde dabei in Bauteildickenrichtung von der Oberfläche aus gemessen. Im Mittel ergab sich für die fünf Prüfbereiche eine Karbonatisierungstiefe von 2,5 mm. Dieser Bereich wurde jedoch beim Zerschneiden der Bohrkern in einzelne Prüfkörper nicht berücksichtigt. Sämtliche Festigkeiten wurden also an Probekörpern ohne karbonatisierte Bereiche getestet. Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte somit beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

#### 4.2.7.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 19 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 20 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-13 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-13 Bodenplatte ACO Gusswerk – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	19	20
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	50,39	4,02
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,57	0,35
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,25	0,09

Für Variationskoeffizienten größer als 0,20 wird in Abschn. 3.4.3.2 die Anwendung einer logarithmischen Normalverteilung empfohlen.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Wasser gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-14 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 28,10 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-14 Bodenplatte ACO Gusswerk – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	3,88
Standardabweichung $\sigma_y$	0,31
$k_n$	1,78
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28,10

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 28,10 = 23,04 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden. Eine Umrechnung aufgrund der Trockenlagerung ist nach Abschn. 3.2.3 nicht erforderlich.

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 4,02 = 3,62 \text{ N/mm}^2$$

#### 4.2.8 Unterführung Voogelwoog I – Kaiserslautern



Abb. 4-43 Autobahnunterführung Vogelwoog – A6 Kaiserslautern

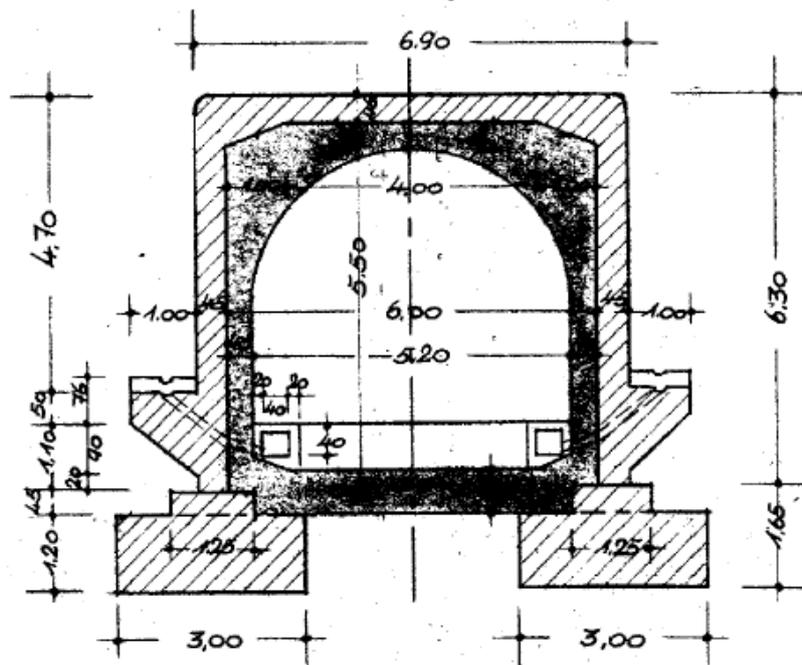


Abb. 4-44 Bauwerksskizze Autobahnunterführung Vogelwoog – A6 Kaiserslautern [LBM Kaiserslautern - 2013]

#### 4.2.8.1 Beschreibung des Bauwerks

In Abb. 4-43 und Abb. 4-44 ist die Autobahnunterführung Vogelwoog im Bereich der A6 in Kaiserslautern dargestellt. Der mehrschichtige Aufbau der Unterführung ist deutlich zu erkennen. Das ursprüngliche, in Abb. 4-44 schraffiert dargestellte Bauwerk wurde im Jahr 1957 im Inneren durch eine ca. 40 cm starke Betonschicht verstärkt.

Die Unterführung ist durch eine Fuge aufgeteilt in zwei je Fahrtrichtung getrennte Einzelbauwerke. In Abschn. 4.2.8 wird zunächst die Bauwerksuntersuchung an dem im Folgenden als „Autobahnunterführung Vogelwoog I“ bezeichneten Teilbauwerk in Fahrtrichtung Saarbrücken beschrieben.

Die Unterführung wurde als schlaff bewehrtes Bauteil ausgeführt.

#### 4.2.8.2 Durchführung der Untersuchung

Zur Untersuchung der Betonfestigkeit wurden aus dem vertikalen Bereich der Verstärkungsschicht aus fünf verschiedenen Bereichen jeweils sechs Bohrkern mit einer Länge von ca. 30 cm senkrecht zur Betonierichtung entnommen. Der Nenndurchmesser der Bohrkern wurde auf Grundlage des bei einer Voruntersuchung ermittelten Größtkorndurchmessers  $d_{\max} = 16 \text{ mm}$  auf 100 mm festgelegt, wodurch das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] geforderte Verhältnis eingehalten ist.

Diese Bohrkern wurden anschließend jeweils in Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  geteilt, an welchen dann die Betondruckfestigkeit bzw. Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde. Probekörper mit Stahlanteil wurden dabei nicht berücksichtigt.

Weiterhin wurde die am Bauwerk vorliegende Karbonatisierungstiefe direkt am Bauwerk an abgeschlagenen Bohrlochflanken untersucht.

Zusätzlich wurde noch an einzelnen Bohrkernen mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  der E-Modul untersucht um die Gültigkeit des in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] für den Neubaufall

beschriebenen Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul für Bestandsbetone zu bewerten. Da bei der E-Modul-Prüfung nach [DIN 1048-5 - 1991] der Probekörper lediglich bis zu einem Drittel der zu erwartenden Druckfestigkeit belastet wird, kann davon ausgegangen werden, dass die E-Modul-Prüfung keine bleibende Schädigung des Betongefüges zur Folge hat. Deshalb wurden diese Probekörper nach erfolgter E-Modul-Prüfung auch noch zur Prüfung der Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit verwendet.

#### 4.2.8.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 30 Bohrkern (Ø 100 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  zur Verfügung.

Diese Bohrkern wurden jeweils in zwei Probekörper mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  zerteilt, wovon ein Probekörper zur Prüfung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit verwendet wurde. Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 22 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls 22 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Gewicht bestimmt.



Abb. 4-45 Bohrkern Unterführung Vogelwoog I – Kaiserslautern

In Abb. 4-45 ist ein Bohrkern aus der Verstärkungsschicht der Unterführung Vogelwoog I dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass der verwendete Bohrkerndurchmesser größer als der dreifache Größtkorndurchmesser des verwendeten Rundkorns von  $d_{\max} = 16$  mm ist, womit das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] angegebene Verhältnis eingehalten ist.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung nach DIN EN 12504-1 mindestens 48 Stunden bei  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  unter Wasser gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.

In Abb. 4-46 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit beträgt  $39,9$  N/mm<sup>2</sup>. Eine Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit von den einzelnen Prüfbereichen konnte nicht festgestellt werden; d. h. es kann davon ausgegangen werden, dass alle Probekörper einer Grundgesamtheit angehören.

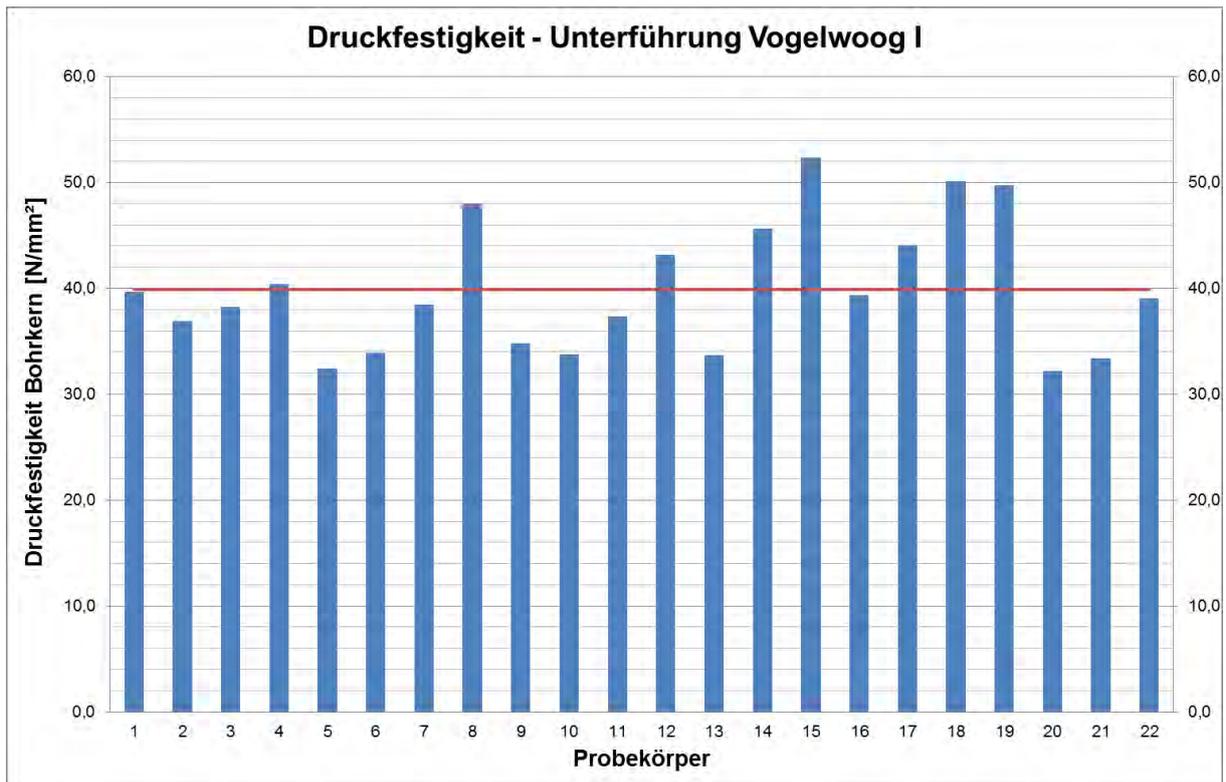


Abb. 4-46 Betondruckfestigkeit Unterführung Vogelwoog I – Kaiserslautern

In Abb. 4-47 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

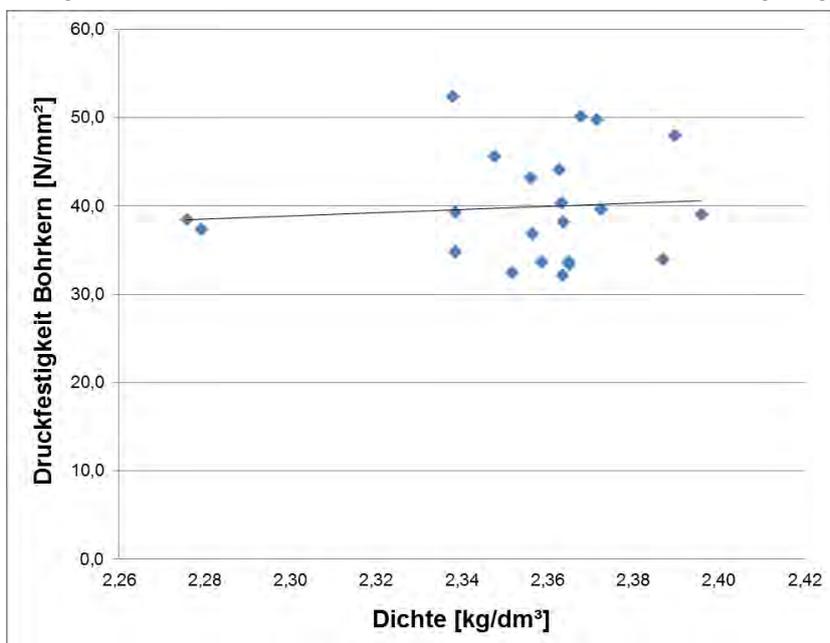


Abb. 4-47 Druckfestigkeit/Dichte des Betons – Unterführung Vogelwoog I

In Abb. 4-48 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 3,28 N/mm<sup>2</sup>. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von den einzelnen Prüfbereichen feststellen.

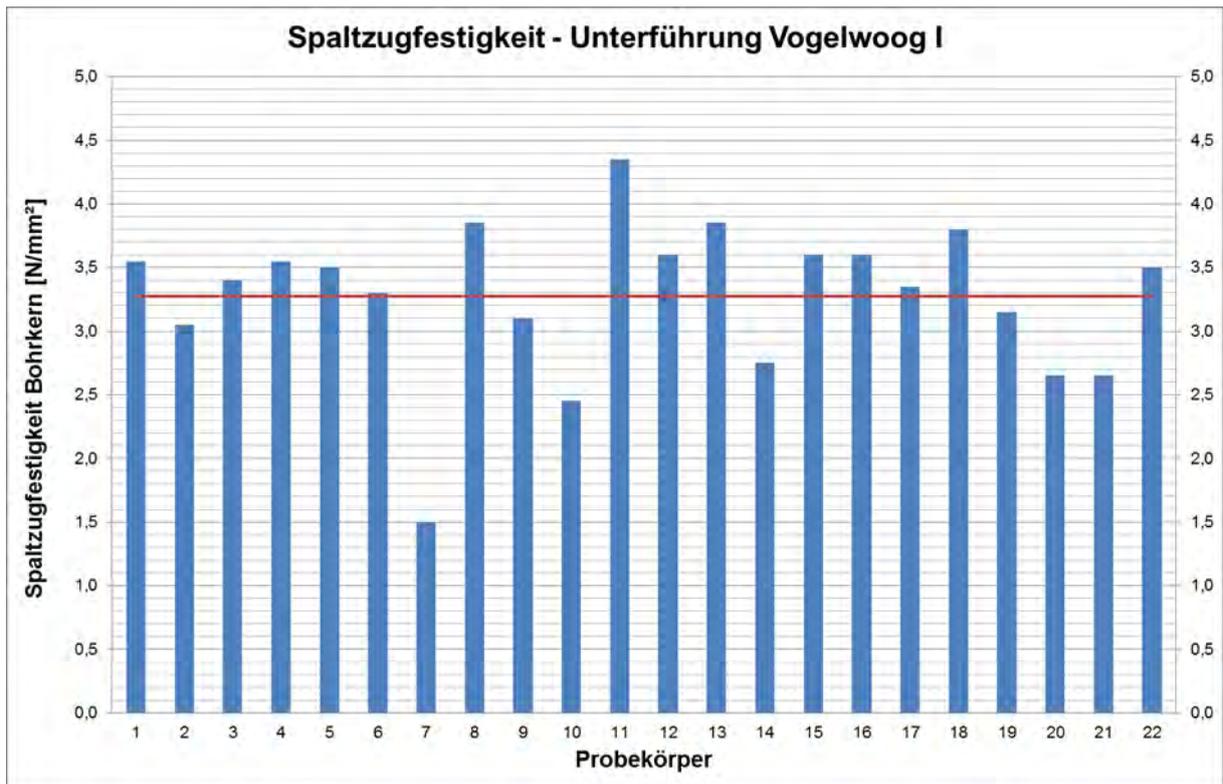


Abb. 4-48 Spaltzugfestigkeit Unterführung Vogelwoog I – Kaiserslautern

In Abb. 4-49 ist die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons dargestellt. An der Trendlinie ist zu erkennen, dass eine Erhöhung der Dichte beim vorliegenden Bauwerksbeton zu einer Reduzierung der Spaltzugfestigkeit führt.

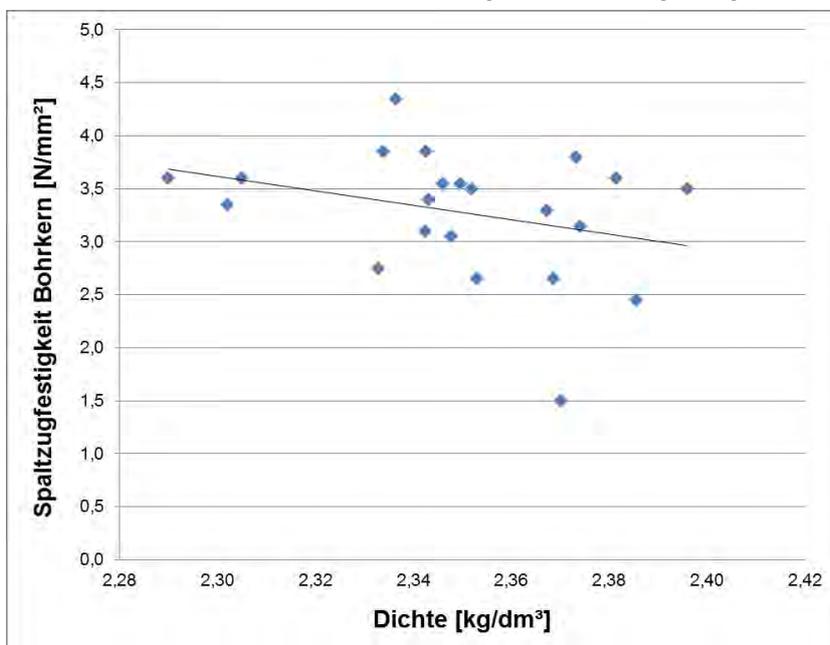


Abb. 4-49 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Unterführung Vogelwoog I

Um den Einfluss der Karbonatisierung zu untersuchen, wurde am Bauwerk je Prüfbereich an einem Bohrloch an einer frisch abgeschlagenen Bruchfläche die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Die Karbonatisierungstiefe wurde dabei in Bauteildickenrichtung von der äußeren Oberfläche aus gemessen. Im Mittel ergab sich für die fünf Prüfbereiche eine sehr geringe

Karbonatisierungstiefe < 1 mm was sich durch eine vorliegende Oberflächenbeschichtung des Betons begründen lässt. Der karbonatisierte Bereich wurde jedoch beim Zerschneiden der Bohrkern in einzelne Prüfkörper nicht berücksichtigt. Sämtliche Festigkeiten wurden also an Probekörpern ohne karbonatisierte Bereiche getestet. Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte somit beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

Zusätzlich wurde für das vorliegende Bauwerk der E-Modul nach [DIN 1048-5 - 1991] untersucht (siehe Abb. 4-50). Dazu wurden aus den Bohrkernen Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  geschnitten; d. h.  $d/h \approx 100/200$  mm. Für die Prüfung des E-Moduls wurde aus zwei Prüfbereichen jeweils ein Bohrkern zufällig entnommen. Der Mittelwert der zwei Prüfwerte, beträgt  $27700 \text{ N/mm}^2$ .

In Abb. 4-50 sind sowohl der experimentell bestimmte als auch der nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete E-Modul dargestellt.

Nach Umrechnung der am Bohrkern mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  geprüften Betondruckfestigkeit ergibt sich für den gesamten Prüfbereich eine mittlere Betondruckfestigkeit, bezogen auf den Normzylinder von  $32,7 \text{ N/mm}^2$ .

$$f_{cm, is} = f_{cm, is, Bk} \cdot 0,82 = 39,9 \cdot 0,82 = 32,7 \text{ N/mm}^2$$

Für den mittleren Elastizitätsmodul nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] gilt somit:

$$E_{cm, is} = 22.000 \cdot (32,7 / 10)^{0,3} = 31400 [\text{N/mm}^2]$$

Bei einer Berechnung des E-Moduls nach Gleichung (4-1) wird also der tatsächlich am Bauwerk vorliegende E-Modul um  $3700 \text{ N/mm}^2$  was einer Überschreitung um  $13,4 \%$  entspricht überschätzt.

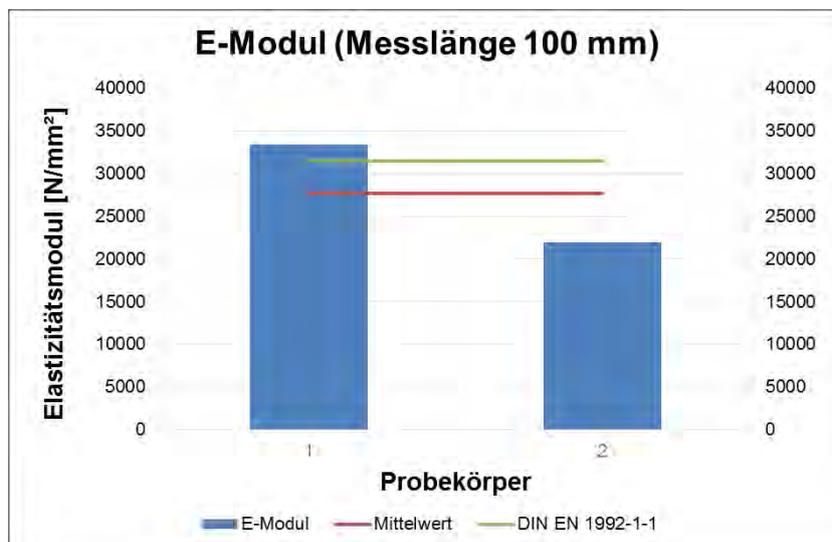


Abb. 4-50 E-Modul Unterführung Vogelwoog I – Kaiserslautern

#### 4.2.8.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 22 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls 22 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-15 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-15 Unterführung Vogelwoog I – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	22	22
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	39,85	3,28
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	6,18	0,60
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,16	0,18

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Wasser gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-16 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 30,23 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-16 Unterführung Vogelwoog I – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	3,67
Standardabweichung $\sigma_y$	0,15
$k_n$	1,76
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	30,23

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 30,23 = 24,79 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 3,28 = 2,95 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

## 4.2.9 Unterführung Vogelwoog II – Kaiserslautern

### 4.2.9.1 Beschreibung des Bauwerks

Im Folgenden wird das als „Autobahnunterführung Vogelwoog II“ bezeichnete Teilbauwerk der Autobahnunterführung Vogelwoog im Bereich der A6 in Fahrtrichtung Mannheim beschrieben. Die Unterführung Vogelwoog II ist baugleich zu der in Abschn. 4.2.8 sowie Abb. 4-43 und 4-44 dargestellten Unterführung Vogelwoog I ausgeführt.

### 4.2.9.2 Durchführung der Untersuchung

Die Bauwerksuntersuchung wurde dabei entsprechend der in Abschn. 4.2.8 beschriebenen Untersuchung der Unterführung Vogelwoog I durchgeführt.

Aus fünf Prüfbereichen wurden jeweils sechs Bohrkerne mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  und einem Nenndurchmesser von 100 mm entnommen. Es wurde neben Druck- und Spaltzugfestigkeit auch noch an einzelnen Bohrkernen der E-Modul geprüft.

### 4.2.9.3 Versuchsergebnisse

Insgesamt standen zur Untersuchung der Bauwerksfestigkeit 30 Bohrkerne ( $\varnothing$  100 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h \geq 2,0$  zur Verfügung.

Diese Bohrkerne wurden jeweils in zwei Probekörper mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  zerteilt, wovon ein Probekörper zur Prüfung der Druckfestigkeit und ein Probekörper zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit verwendet wurde. Nach Vorbereitung und Aussortierung einzelner Probekörper aufgrund Bewehrung oder unzulässig großer geometrischer Abweichung standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 29 Probekörper und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 28 Probekörper zur Verfügung. Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Gewicht bestimmt.

Das Gefüge des in Bereich II verwendeten Betons unterscheidet sich nicht von dem in Abb. 4-45 dargestellten, in Bereich I verwendeten Beton.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung nach [DIN EN 12504-1 - 2009] mindestens 48 Stunden bei  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  unter Wasser gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit der Probekörper wurden im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.

In Abb. 4-51 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der einachsialen Betondruckfestigkeit beträgt  $44,0 \text{ N/mm}^2$ . Eine Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit von den einzelnen Prüfbereichen konnte nicht festgestellt werden; d. h. es kann davon ausgegangen werden, dass alle Probekörper einer Grundgesamtheit angehören.

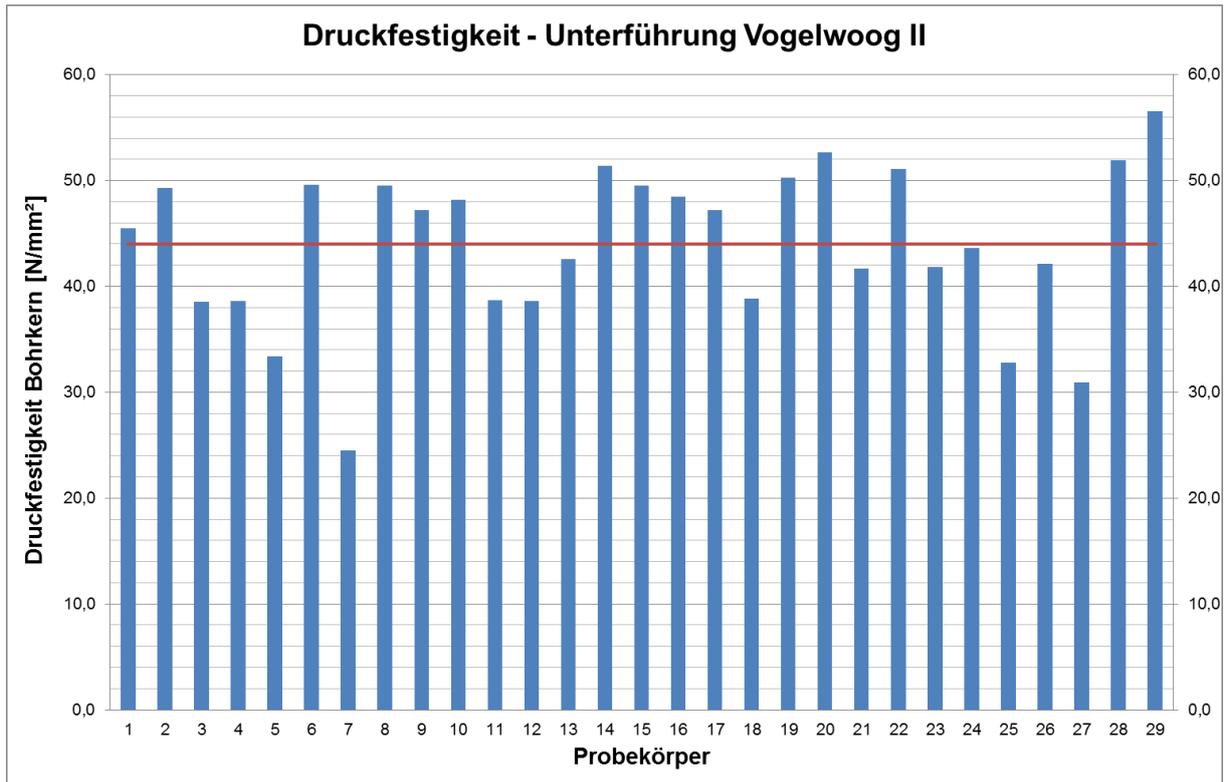


Abb. 4-51 Betondruckfestigkeit Unterführung Vogelwoog II – Kaiserslautern

In Abb. 4-52 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

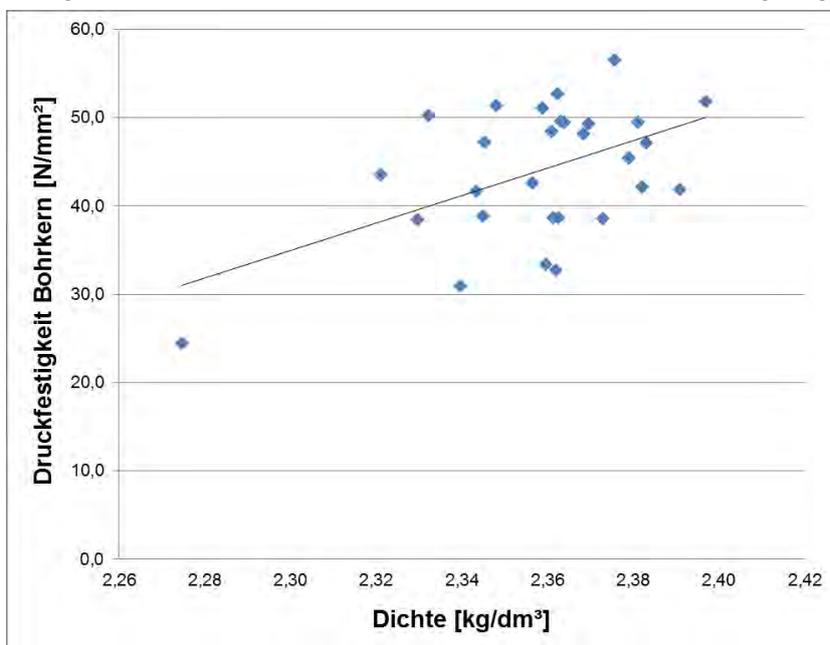


Abb. 4-52 Druckfestigkeit/Dichte des Betons – Unterführung Vogelwoog II

In Abb. 4-53 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Entnahmestelle sortiert dargestellt. Der Mittelwert der Spaltzugfestigkeit beträgt 3,74 N/mm<sup>2</sup>. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von den einzelnen Prüfbereichen feststellen.

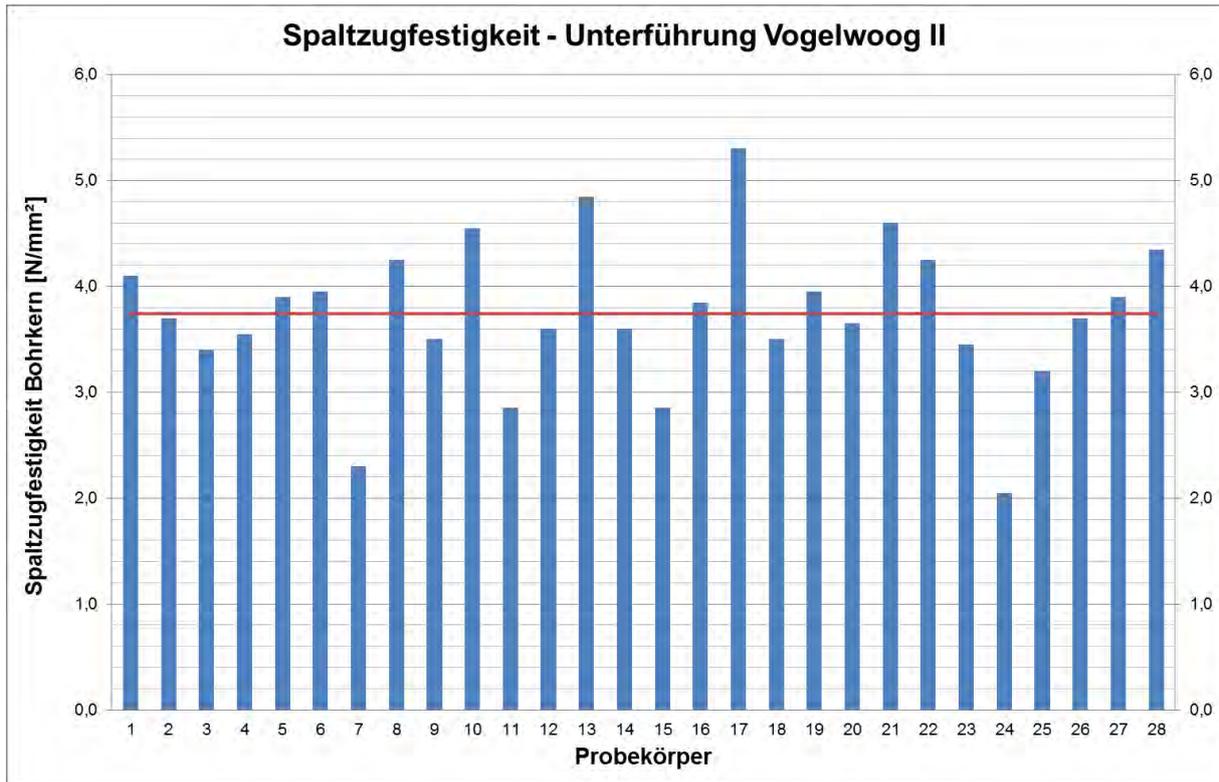


Abb. 4-53 Spaltzugfestigkeit Unterführung Vogelwoog II – Kaiserslautern

In Abb. 4-54 ist die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons dargestellt. An der Trendlinie ist zu erkennen, dass eine Erhöhung der Dichte beim vorliegenden Bauwerksbeton nahezu keinen Einfluss auf die Spaltzugfestigkeit hat. Es ist jedoch zu beachten, dass die Dichte der einzelnen Probekörper hier nur in einem sehr geringen Bereich streut, wodurch der Einfluss einer Änderung der Dichte auf die Spaltzugfestigkeit nur schwer erfasst werden kann.

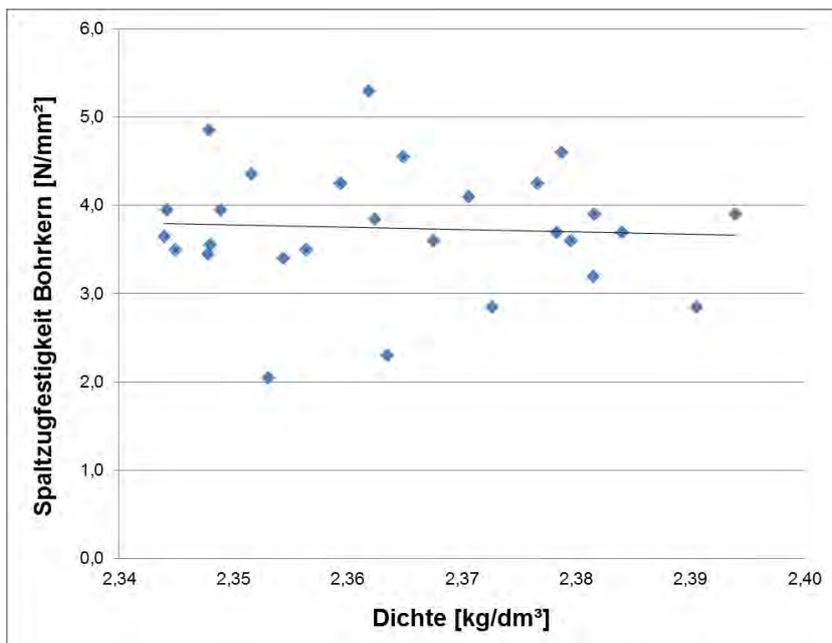


Abb. 4-54 Spaltzugfestigkeit/Dichte des Betons – Unterführung Vogelwoog II

Um den Einfluss der Karbonatisierung zu untersuchen, wurde am Bauwerk je Prüfbereich an einem Bohrloch an einer frisch abgeschlagenen Bruchfläche die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Die Karbonatisierungstiefe wurde dabei in Bauteildickenrichtung von der äußeren Oberfläche aus gemessen. Im Mittel ergab sich für die fünf Prüfbereiche eine sehr geringe Karbonatisierungstiefe von 1,2 mm was sich durch eine vorliegende Oberflächenbeschichtung des Betons begründen lässt. Der karbonatisierte Bereich wurde jedoch beim Zerschneiden der Bohrkern in einzelne Prüfkörper nicht berücksichtigt. Sämtliche Festigkeiten wurden also an Probekörpern ohne karbonatisierte Bereiche getestet. Der Einfluss der Karbonatisierung auf die Betonfestigkeiten konnte somit beim vorliegenden Bauwerk nicht beurteilt werden.

Zusätzlich wurde für das vorliegende Bauwerk der E-Modul nach [DIN 1048-5 - 1991] untersucht (siehe Abb. 4-55). Dazu wurden aus den Bohrkernen Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  geschnitten; d. h.  $d/h \approx 100/200$  mm. Für die Prüfung des E-Moduls wurde aus drei Prüfbereichen jeweils ein Bohrkern zufällig entnommen. Der Mittelwert der drei Prüfwerte, beträgt  $35200 \text{ N/mm}^2$ .

In Abb. 4-55 sind sowohl der experimentell bestimmte als auch der nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete E-Modul dargestellt.

Nach Umrechnung der am Bohrkern mit einer Schlankheit von  $d/h = 1,0$  geprüften Betondruckfestigkeit ergibt sich für den gesamten Prüfbereich eine mittlere Betondruckfestigkeit, bezogen auf den Normzylinder von  $36,1 \text{ N/mm}^2$ .

$$f_{cm, is} = f_{cm, is, Bk} \cdot 0,82 = 44,0 \cdot 0,82 = 36,1 \text{ N/mm}^2$$

Für den mittleren Elastizitätsmodul nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] gilt somit:

$$E_{cm, is} = 22.000 \cdot (36,1/10)^{0,3} = 32300 [\text{N/mm}^2]$$

Bei einer Berechnung des E-Moduls nach Gleichung (4-1) wird also der tatsächlich am Bauwerk vorliegende E-Modul um  $2900 \text{ N/mm}^2$  was einer Unterschreitung um  $8,2 \%$  entspricht unterschätzt.

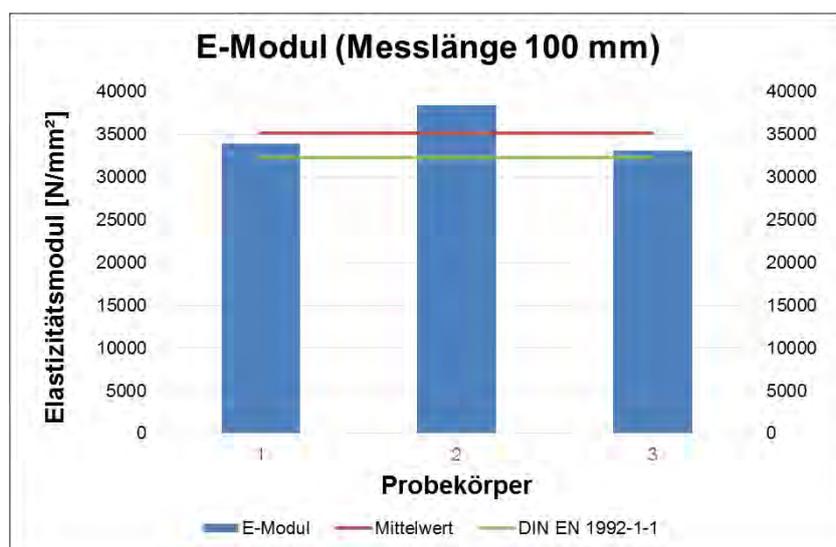


Abb. 4-55 E-Modul Unterführung Vogelwoog II – Kaiserslautern

#### 4.2.9.4 Statistische Auswertung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Bausubstanz standen zur Prüfung der Betondruckfestigkeit 29 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit ebenfalls 28 Probekörper (Bohrkerne) mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Die Parameter der Stichprobe sind in der nachfolgenden Tab. 4-17 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-17 Unterführung Vogelwoog II – Parameter der Stichprobe

	Betondruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit
Stichprobenumfang $n$ [-]	29	28
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	43,97	3,74
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7,48	0,71
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,17	0,19

Für Variationskoeffizienten kleiner als 0,20 können nach Abschn. 3.4.3.2 sowohl die Normalverteilung als auch die logarithmische Normalverteilung angewendet werden.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) der 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Wasser gelagerten Bohrkernen nach Tab. 4-18 zu:

$$f_{ck, is, Bk} = 31,28 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle 4-18 Unterführung Vogelwoog II – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Betondruckfestigkeit
Mittelwert $\mu_y$	3,77
Standardabweichung $\sigma_y$	0,19
$k_n$	1,73
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	31,28

Unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren für im Vergleich zum Normprobekörper abweichende Probekörpergeometrie und Lagerungsbedingungen ergibt sich bezogen auf den Normprobekörper bei Normlagerung folgende charakteristische Betondruckfestigkeit.

$$f_{ck, is, cyl} = 0,82 \cdot 31,28 = 25,65 \text{ N/mm}^2$$

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden.

$$f_{ctm, is} = 0,90 \cdot 3,74 = 3,37 \text{ N/mm}^2$$

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

#### 4.2.10 Lautertalbrücke A6 – Kaiserslautern



Abb. 4-56 Lautertalbrücke – Kaiserslautern [LBM Kaiserslautern – 2013-2]

##### 4.2.10.1 Beschreibung des Bauwerks

Im folgenden Abschnitt werden Untersuchungen an Bohrkernen aus den Pfeilern der Lautertalbrücke im Verlauf der A6 bei Kaiserslautern vorgestellt.

Die mit Sandstein verkleideten Pfeiler wurden bereits 1936 aus Stampfbeton errichtet. Bereits im Jahr 1997 wurde im Zuge einer Tragfähigkeitsüberprüfung die Druckfestigkeit des Kernbetons aus vier Pfeilern, die im Folgenden als Pfeiler B, C, D und E bezeichnet werden untersucht. Dazu wurden in der Mitte der Pfeiler durchgehende Vertikalbohrungen durchgeführt. Die Bohrkern wurden anschließend im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern untersucht. An einigen Bohrkernen wurde zusätzlich der Elastizitätsmodul geprüft. Eine Untersuchung der Zugfestigkeit fand leider nicht statt. Die Ergebnisse der Bauwerksuntersuchung von 1997 sind in [MPA TU Kaiserslautern - 1997] und [BORAPA - 2000] enthalten und werden nachfolgend erläutert.

Zur Prüfung der Betonfestigkeiten wurden 1997 nicht alle aus den Pfeilern A, B, C, D, E und F entnommenen Bohrkern geprüft. Der nicht zur Prüfung genutzte Teil der Bohrkern lagerte geschützt vor mechanischen Einwirkungen im Widerlager der Brücke.



Abb. 4-57 Lagerung Bohrkern e Lautertalbrücke [Meiswinkel – 2012]

Die Bohrkern e konnten aufgrund noch vorhandener Beschriftung den einzelnen Pfeilern eindeutig zugeordnet werden.

An den im Widerlager der Brücke gelagerten Bohrkern en wurde im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes sowohl die Betondruckfestigkeit als auch die Spaltzugfestigkeit geprüft.

Durch die Lagerung der Bohrkern e konnten auch Einflüsse der Karbonatisierung auf Druck und Spaltzugfestigkeit untersucht werden.

#### **4.2.10.2 Durchführung der Untersuchung**

Zur Untersuchung der Betonfestigkeit wurden 1997 aus dem Kernbeton sechs verschiedener Pfeiler Bohrkern e mit einem Nenndurchmesser von 120 mm über die komplette Höhe entnommen. An den Bohrkern en konnten vereinzelt Grobkörner mit einem Durchmesser von bis zu 63 mm festgestellt werden, wodurch das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] geforderte Verhältnis zwischen Bohrkern durchmesser und Größtkorn  $d_{\max}$  nicht durchgehend eingehalten wurde.

##### **Untersuchung 1997:**

Die Bohrkern e wurden anschließend jeweils in Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  geteilt, an welchen dann die Betondruckfestigkeit ermittelt wurde.

Zusätzlich wurde an einzelnen Bohrkern en mit einem Verhältnis von  $d/h = 2,0$  der E-Modul untersucht um die Gültigkeit des in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] für den Neubaufall beschriebenen Zusammenhangs zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul für Bestandsbetone zu bewerten.

##### **Aktuelle Untersuchung:**

Zur Bestimmung der Druck- und Spaltzugfestigkeit wurden die im Widerlager gelagerten Bohrkern e in Probekörper mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  geteilt.

Zusätzlich erfolgte eine Überprüfung der Karbonatisierungstiefe an frischen Bruchflächen der zuvor geprüften Probekörper.

### 4.2.10.3 Versuchsergebnisse

#### Untersuchung 1997:

Insgesamt standen zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit 82 Probekörper (Ø 120 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  zur Verfügung. Die Aufteilung auf die einzelnen Pfeiler ist Tab. 4-19 zu entnehmen.

Tabelle 4-19 Lautertalbrücke – Probekörperanzahl 1997 [BORAPA - 2000]

Pfeiler	B	C	D	E
Stichprobenumfang $n$ [-]	17	20	23	22

Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Trockengewicht ermittelt.



Abb. 4-58 Bohrkern Lautertalbrücke – Kaiserslautern

In Abb. 4-58 sind zwei Bohrkern aus Pfeiler E der Lautertalbrücke dargestellt. Es sind deutliche Unterschiede im Betongefüge zu erkennen, was sich durch den mehrschichtigen Aufbau des Stampfbetons begründen lässt. Bei den meisten Bohrkern ist der verwendete Bohrkerndurchmesser wie im linken Bild größer als der dreifache Größtkorndurchmesser des verwendeten Rundkorns von  $d_{max} = 16$  mm, womit das nach [DIN EN 12504-1 - 2009] angegebene Verhältnis eingehalten ist. Vereinzelt wurden jedoch auch unabhängig vom Pfeiler Grobkörner mit einem Durchmesser von bis zu 63 mm festgestellt werden.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung trocken; d. h. unter Laborklima gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Die Druckfestigkeit wurde im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt.

Tabelle 4-20 Lautertalbrücke – Mittelwerte der einachsialen Betondruckfestigkeit 1997  
[BORAPA - 2000]

Pfeiler	B	C	D	E
MW einachsialen Betondruckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	23,12	23,80	22,52	20,59

In Abb. 4-59 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Pfeiler sortiert dargestellt. Die Mittelwerte der einachsialen Betondruckfestigkeit sind in Tab. 4-20 zusammengefasst. Eine Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der vertikalen Lage; d. h. der Belastungsgeschichte, innerhalb der einzelnen Pfeiler konnte nicht festgestellt werden, was sich durch den mehrschichtigen Aufbau des Pfeilerbetons begründen lässt. Auch die großen Streuungen der Druckfestigkeiten innerhalb eines Pfeilers sind auf den mehrschichtigen Aufbau zurückzuführen.

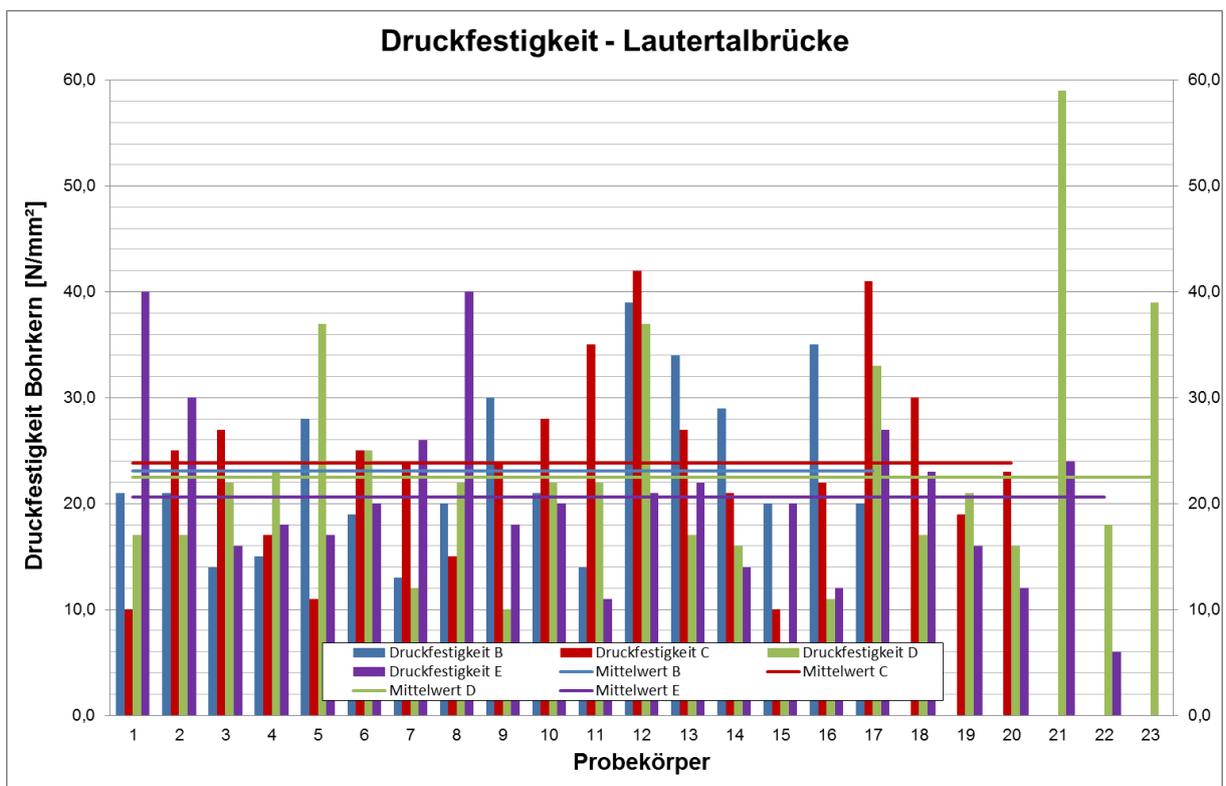


Abb. 4-59 Betondruckfestigkeit Lautertalbrücke – Kaiserslautern

In Abb. 4-60 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

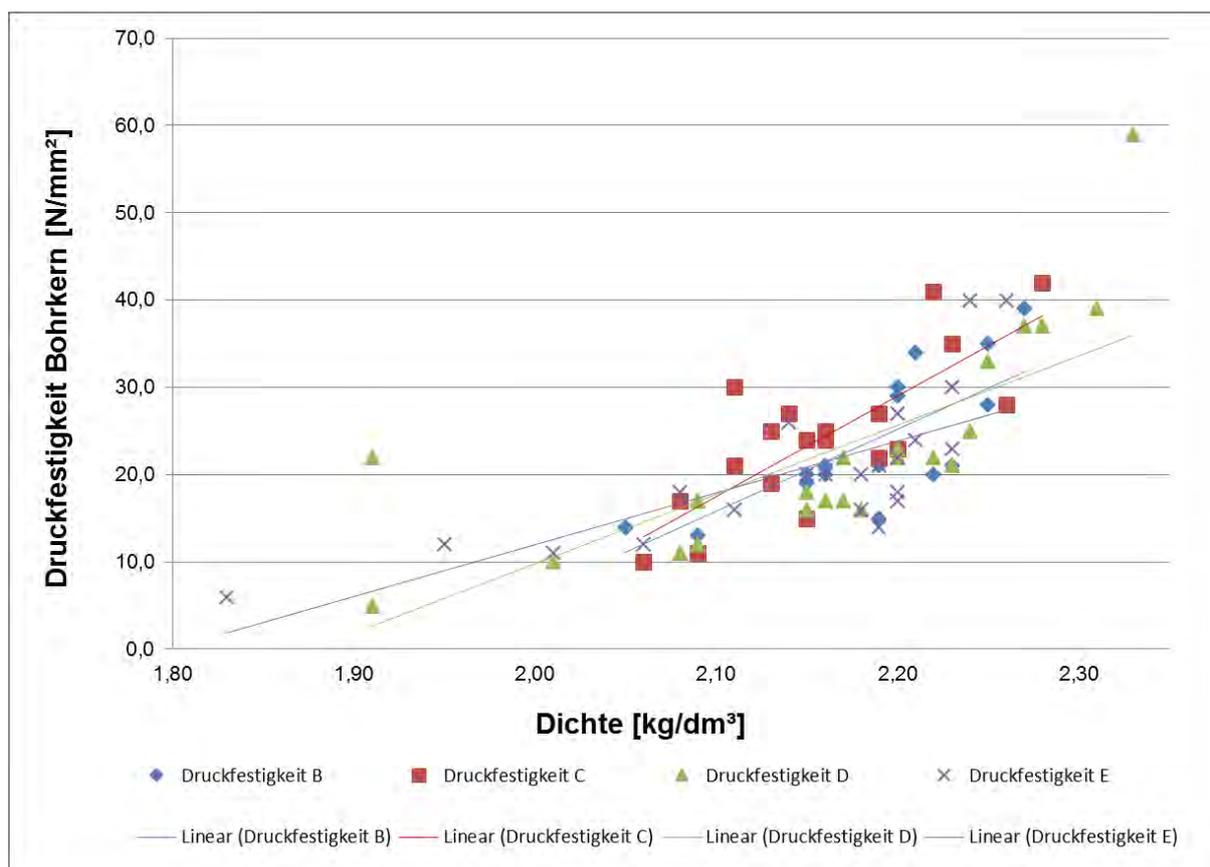


Tabelle 4-21 Lautertalbrücke – E-Modul 1997 [BORAPA - 2000]

Pfeiler	B	C	D	E
E-Modul $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] geprüft	25600	18000	23700	26700
$f_{cm, is, cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	19,0	19,5	18,5	16,9
E-Modul $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] berechnet	26700	26900	26400	25700
Abweichung [%]	+ 4,3	+ 49,4	+ 11,4	- 3,7

In Abb. 4-61 sind sowohl der experimentell bestimmte als auch der nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete E-Modul dargestellt.

Der nach Gleichung (4-1) berechnete E-Modul weicht also bei Pfeiler B, C und E lediglich um maximal 11,4 % vom tatsächlich am Bauwerk vorliegenden E-Modul ab. Nur bei Pfeiler C überschreitet der nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete E-Modul den tatsächlich am Bauwerk vorliegenden um 49,4 %. Eine mögliche Ursache hierfür ist die relativ große Streuung der geprüften Einzelwerte.

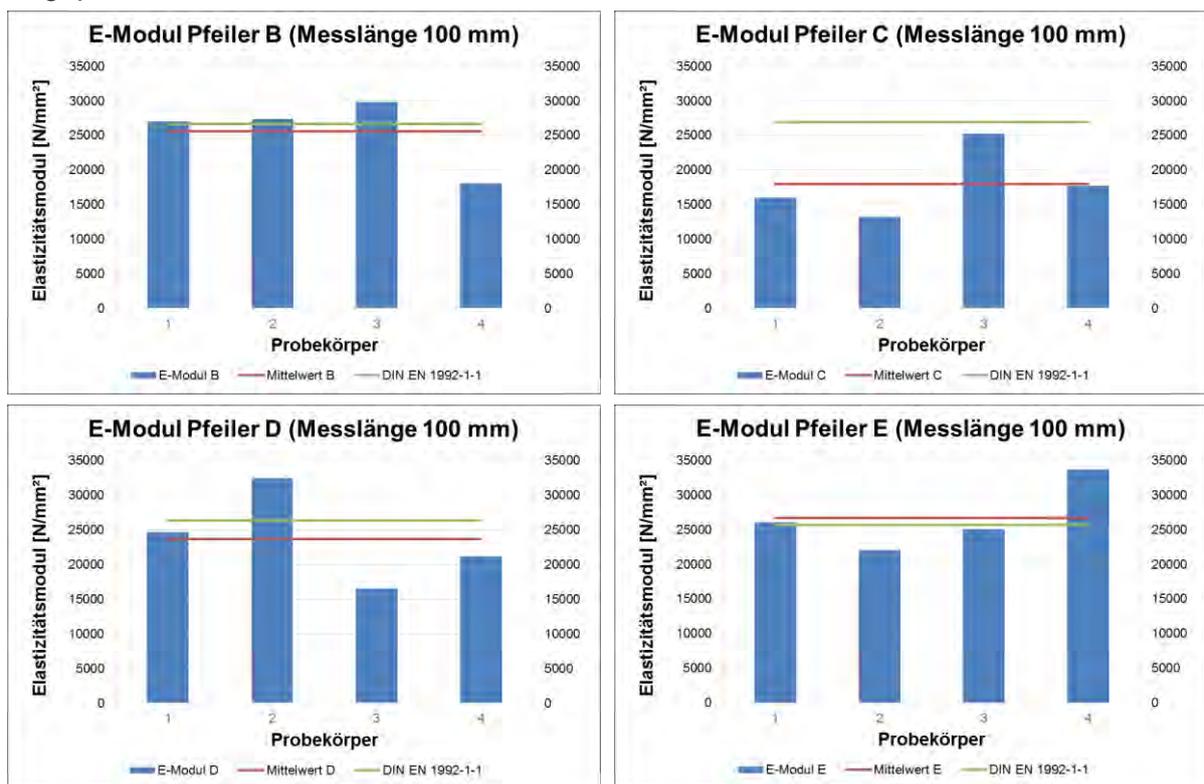


Abb. 4-61 E-Modul Lautertalbrücke – Kaiserslautern

**Aktuelle Untersuchung:**

Insgesamt standen zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit 52 und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit 61 Probekörper (Ø 120 mm) mit einem Verhältnis von  $d/h = 1,0$  aus den Pfeilern A, B, C, D, E und F zur Verfügung. Die Aufteilung auf die einzelnen Pfeiler ist Tab. 4-22 zu entnehmen.

Tabelle 4-22 Lautertalbrücke – Probekörperanzahl aktuelle Untersuchung

Pfeiler	A	B	C	D	E	F
Druckfestigkeit Stichprobenumfang $n$ [-]	8	5	13	14	8	4
Spaltzugfestigkeit Stichprobenumfang $n$ [-]	10	6	15	18	9	3

Zur Bestimmung der Dichte wurden vor der Prüfung von allen Probekörpern die Abmessungen sowie das Trockengewicht bestimmt.

Sämtliche Probekörper wurden vor der Prüfung unter Wasser gelagert. Durch das Verhältnis der Höhe zum Durchmesser der Probekörper von 1,0, kann nach [DIN EN 13791 - 2008] die am Bohrkern ermittelte Betondruckfestigkeit mit der Würfeldruckfestigkeit, geprüft am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm, gleichgesetzt werden (vgl. Abschn. 3.4.2.1). Die Druckfestigkeit wurde im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern bestimmt, die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wurde von der Bundesanstalt für Wasserbau durchgeführt.

Tabelle 4-23 Lautertalbrücke – Mittelwerte der einachsialen Betondruckfestigkeit

Pfeiler	A	B	C	D	E	F
MW einachsialen Betondruckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	43,20	40,84	24,53	41,20	34,49	39,66

In Abb. 4-62 sind die gemessenen Druckfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Pfeiler sortiert dargestellt. Die Mittelwerte der einachsialen Betondruckfestigkeit sind in Tab. 4-23 zusammengefasst. Eine Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der vertikalen Lage; d. h. der Belastungsgeschichte, innerhalb der einzelnen Pfeiler konnte wie schon bei den Versuchen 1997 nicht festgestellt werden, was sich durch den mehrschichtigen Aufbau des Pfeilerbetons begründen lässt. Auch die großen Streuungen der Druckfestigkeiten innerhalb eines Pfeilers sind auf den mehrschichtigen Aufbau zurückzuführen.

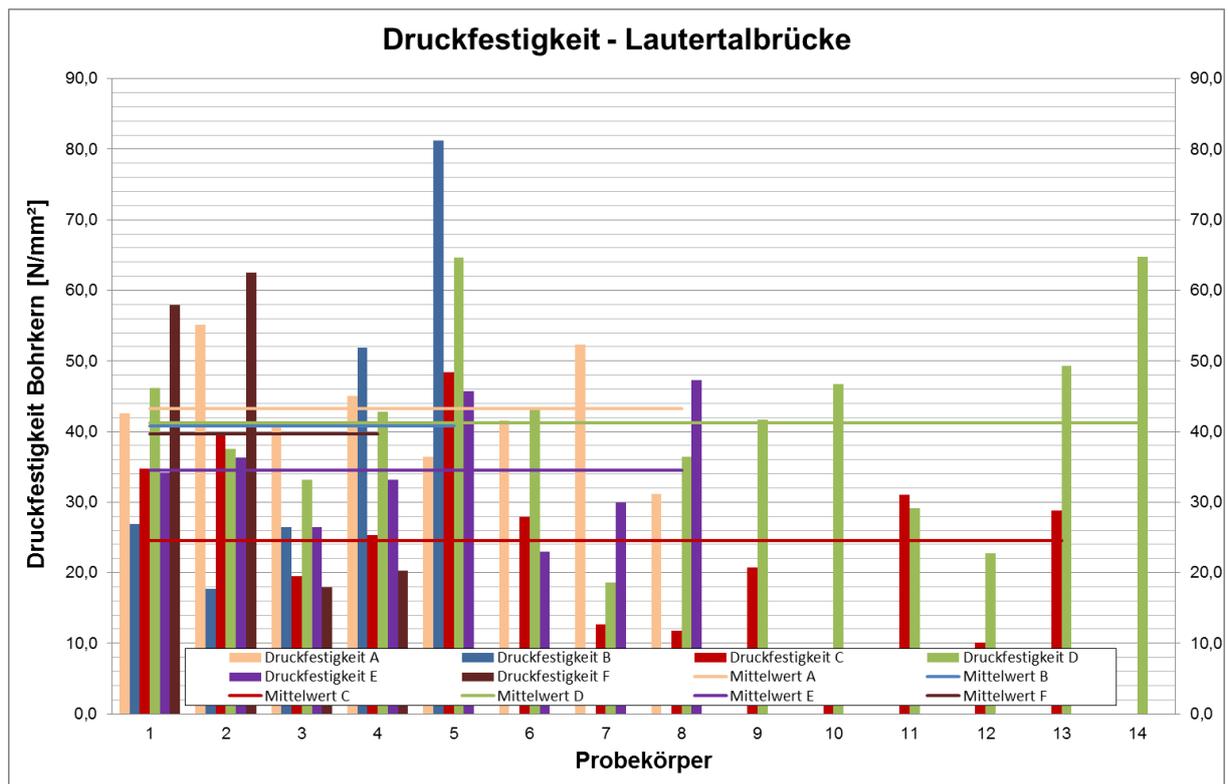


Abb. 4-62 Betondruckfestigkeit Lautertalbrücke – Kaiserslautern

In Abb. 4-63 ist der Einfluss der Dichte auf die gemessene Druckfestigkeit dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass wie schon bei der Untersuchung 1997 mit zunehmender Dichte tendenziell eine größere Betondruckfestigkeit erreicht wird, was sich durch das dichtere Betongefüge erklären lässt.

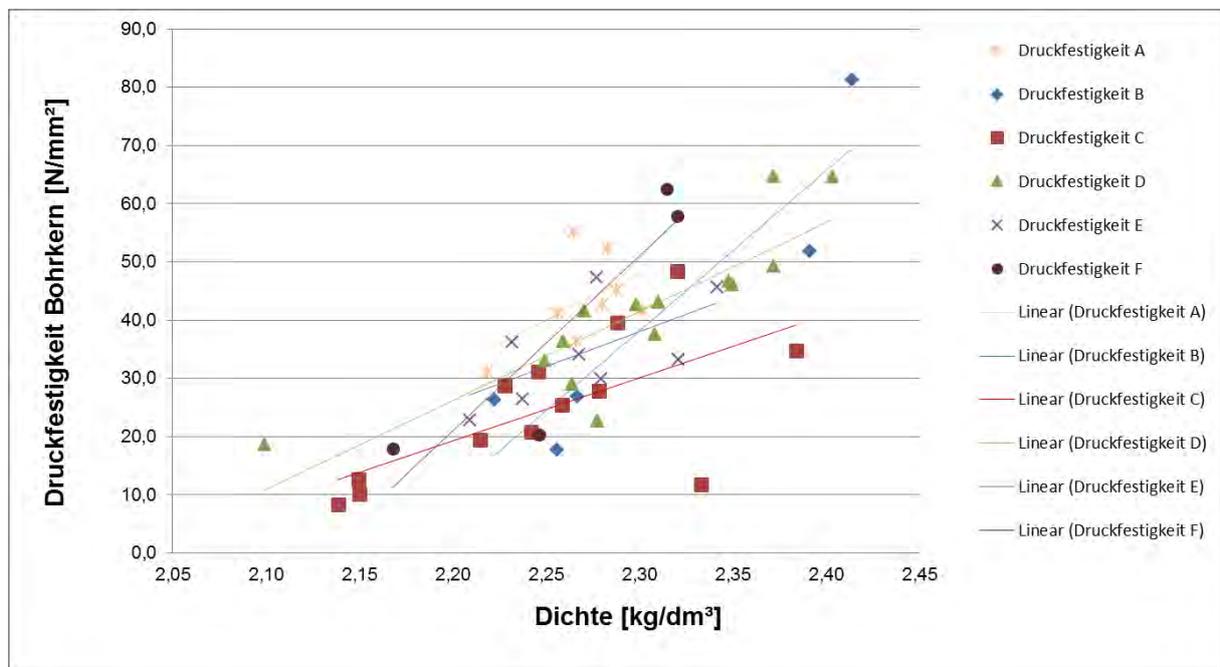


Abb. 4-63 Druckfestigkeit/Dichte des Betons - Lautertalbrücke

In Abb. 4-64 sind die gemessenen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Pfeiler sortiert dargestellt. Die Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit sind in Tab. 4-24 zusammengefasst.

Tabelle 4-24 Lautertalbrücke – Mittelwerte der Spaltzugfestigkeit

Pfeiler	A	B	C	D	E	F
MW Spaltzugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	3,02	1,08	1,81	2,27	2,41	4,12

Eine Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der vertikalen Lage; d. h. der Belastungsgeschichte, innerhalb der einzelnen Pfeiler konnte wie schon bei den Versuchen 1997 nicht festgestellt werden, was sich durch den mehrschichtigen Aufbau des Pfeilerbetons begründen lässt. Auch die großen Streuungen der Druckfestigkeiten innerhalb eines Pfeilers sind auf den mehrschichtigen Aufbau zurückzuführen.

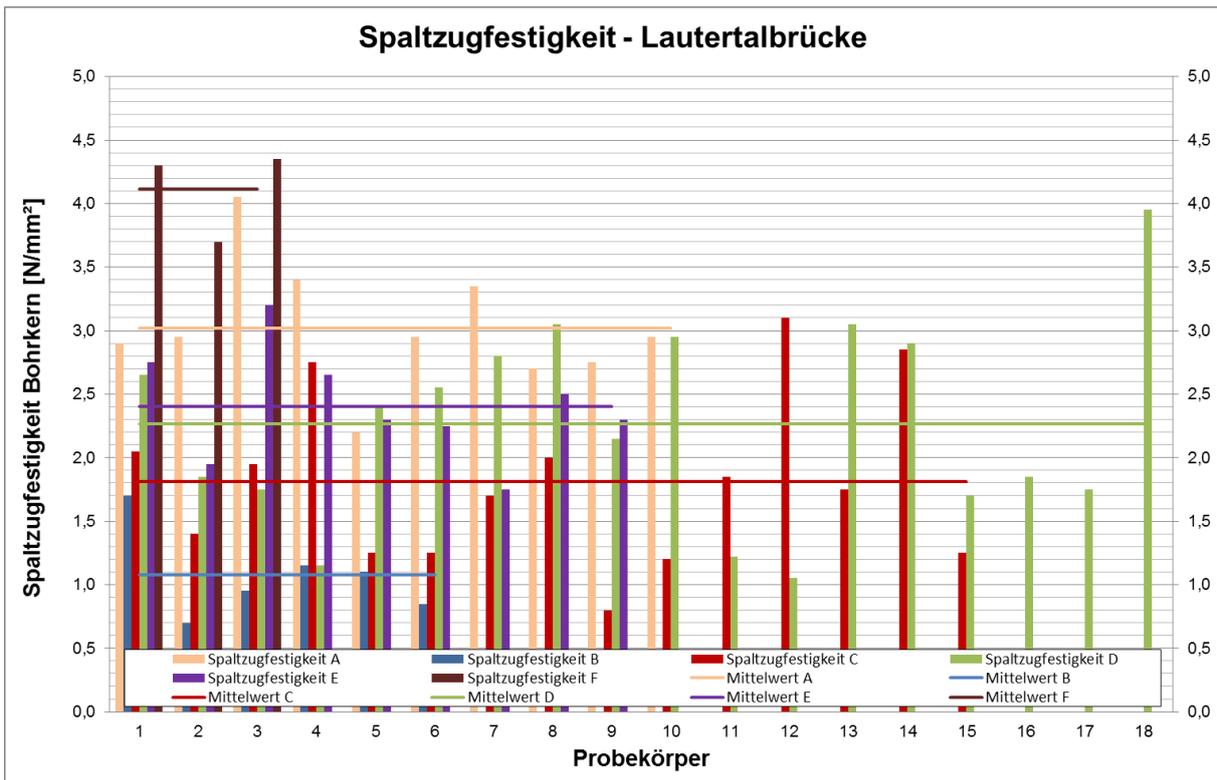


Abb. 4-64 Spaltzugfestigkeit Lautertalbrücke – Kaiserslautern

In Abb. 4-65 ist die Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons dargestellt. Wie bei der Betondruckfestigkeit, nimmt auch die Spaltzugfestigkeit mit steigender Dichte zu.

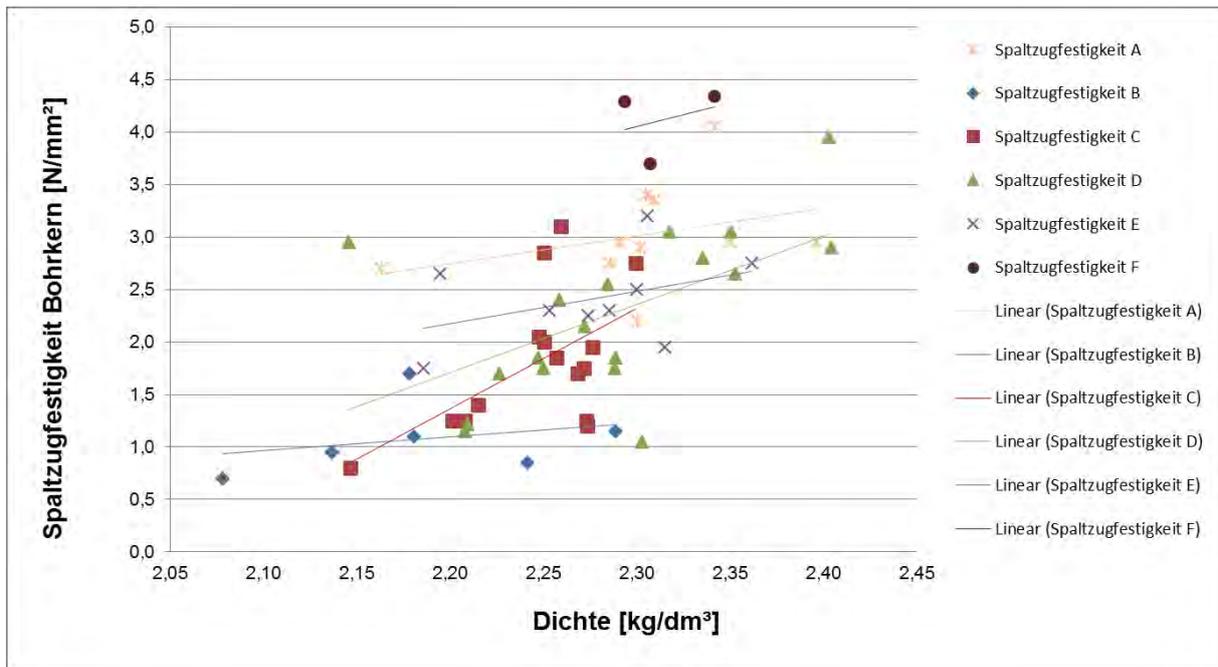


Abb. 4-65 Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte des Betons

Zusätzlich wurde an Probekörpern, an denen zuvor die Spaltzugfestigkeit geprüft wurde mittels Phenolphthaleinprüfung die Karbonatisierungstiefe bestimmt. Unter den Probekörpern befanden sich sowohl voll durchkarbonatisierte Bohrkern als auch Bohrkern, die keinerlei Karbonatisierung aufwiesen. In Abb. 4-66 sind exemplarisch ein komplett karbonatisierter sowie ein nicht karbonatisierter Probekörper dargestellt. Auf eine Bestimmung der Karbonatisierungstiefe an Probekörpern, an denen die Druckfestigkeit geprüft wurde, wurde aus technischen Gründen verzichtet.



Abb. 4-66 Karbonatisierungstiefe Lautertalbrücke – Kaiserslautern [Meiswinkel - 2012]

Bei den in Abb. 4-66 dargestellten Bohrkernen wurde lediglich die rechte Hälfte mit Phenolphthalein besprüht. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich bei dem im linken Bild dargestellten Probekörper SZ-B3 keine violette Verfärbung der Oberfläche einstellte, was darauf hindeutet, dass der komplette Bohrkern durchkarbonatisiert ist. Im Vergleich hierzu lässt eine vollflächige violette Verfärbung auf einen nicht karbonatisierten Beton schließen.

Ursache für die teilweise vollständige Karbonatisierung ist die Lagerung der Bohrkern über 15 Jahre im Widerlager der Brücke. Durch die stapelweise Lagerung der Bohrkern in Kisten

waren nicht alle Probekörper unmittelbar der Umgebungsluft ausgesetzt, wodurch auch nicht alle Probekörper vollständig karbonatisiert waren.

In Abb. 4-67 ist der Einfluss der Karbonatisierungstiefe auf die Spaltzugfestigkeit dargestellt. Eine Karbonatisierungstiefe von 60 mm entspricht bei dem verwendeten Probekörper mit einem Durchmesser und einer Höhe von 120 mm einer vollständigen Karbonatisierung.

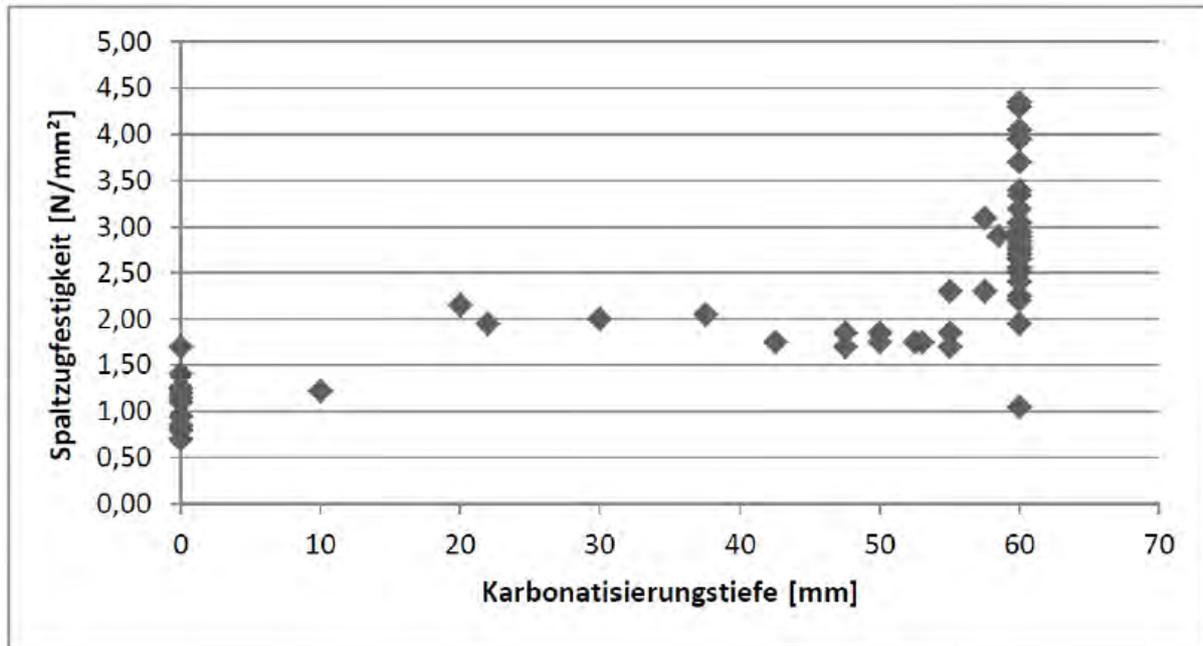


Abb. 4-67 Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Karbonatisierungstiefe [Meiswinkel - 2012]

Je größer die Karbonatisierungstiefe ist, desto größer ist die geprüfte Spaltzugfestigkeit. Es besteht somit ein eindeutiger Einfluss der Karbonatisierungstiefe auf die Festigkeit des Betons. Um die Entwicklung der Betondruckfestigkeit zu beurteilen, können die Werte der aktuellen Untersuchung mit den Ergebnissen der Untersuchung von 1997 verglichen werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei er Untersuchung 1997 die Festigkeiten an trocken gelagerten Bohrkernen und bei den aktuellen Untersuchungen an unter Wasser gelagerten Proben bestimmt wurde.

Nach entsprechender Umrechnung in Bezug auf die unterschiedliche Lagerungsart sind in Tab. 4-25 die Mittelwerte der am Bohrkern geprüften Betondruckfestigkeit der Untersuchung von 1997 sowie der aktuellen gegenübergestellt.

Tabelle 4-25 Vergleich Betondruckfestigkeit Lautertalbrücke – 1997 und aktuell

Mittelwert der Betondruckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]				
	Pfeiler B	Pfeiler C	Pfeiler D	Pfeiler E
1997	21,27	21,90	20,72	18,94
aktuell	40,84	24,53	41,20	34,49
Änderung [%]	+ 92,0	+ 12,0	+ 98,8	+ 82,1

Aufgrund des hohen Alters der Brücke bei der Untersuchung 1997 von 61 Jahren kann angenommen werden, dass die Festigkeitszunahme durch Nacherhärtung seit 1997 vernachlässigbar klein ist.

Eine Karbonatisierung des Betons bereits vor der Entnahme 1997 kann praktisch ausgeschlossen werden, da die Bohrkern aus dem Inneren der Brückenpfeiler entnommen wurden. Die Zunahme der Betondruckfestigkeit seit 1997 ist somit auf die Zunahme der Karbonatisierungstiefe zurückzuführen.

Durch die fortschreitende Karbonatisierung hat sich die Betondruckfestigkeit z. T. um bis zu 100 % gesteigert.

#### 4.2.10.4 Statistische Auswertung

##### Untersuchung 1997:

Zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit standen je Pfeiler die in Tab. 4-26 angegebene Anzahl an Probekörpern mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Als Ergebnis der Untersuchung der Betondruckfestigkeit an Probekörpern mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing$  sind die Parameter der Stichprobe je Pfeiler in der nachfolgenden Tab. 4-26 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-26 Betondruckfestigkeit Lautertalbrücke – Parameter der Stichprobe

	Pfeiler B	Pfeiler C	Pfeiler D	Pfeiler E
Stichprobenumfang $n$ [-]	17	20	23	22
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	23,12	23,80	22,52	20,59
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7,95	8,99	11,82	8,44
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,34	0,38	0,53	0,41

Für Variationskoeffizienten größer als 0,20 wird in Abschn. 3.4.3.2 die Anwendung einer logarithmischen Normalverteilung empfohlen.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) je Pfeiler der in Tab. 4-27 angegebene 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an trocken gelagerten Bohrkernen.

Zusätzlich ist in Tab. 4-27 unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren die auf den Normprobekörper bei Normlagerung bezogene Betondruckfestigkeit angegeben.

Tabelle 4-27 Betondruckfestigkeit Lautertalbrücke – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Pfeiler B	Pfeiler C	Pfeiler D	Pfeiler E
Mittelwert $\mu_y$	3,09	3,09	2,99	2,94
Standardabweichung $\sigma_y$	0,34	0,41	0,52	0,43
$k_n$	1,80	1,76	1,75	1,76
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	11,87	10,64	8,00	8,89
$f_{ck, is, cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	8,95	8,03	6,04	6,71

##### Aktuelle Untersuchung:

Zur Untersuchung der Betondruckfestigkeit standen je Pfeiler die in Tab. 4-28 angegebene Anzahl an Probekörpern mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing = 1,0$  zur Verfügung.

Als Ergebnis der Untersuchung der Betondruck- und Spaltzugfestigkeit an Probekörpern mit einer Schlankheit von  $\lambda = h/\varnothing$  sind die Parameter der Stichprobe je Pfeiler in der nachfolgenden Tab. 4-28 nach Tab. 3-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-28 Betonfestigkeit Lautertalbrücke – Parameter der Stichprobe

Pfeiler	A	B	C	D	E	F
<b>Betondruckfestigkeit</b>						
Stichprobenumfang $n$ [-]	8	5	13	14	8	4
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	43,20	40,84	24,53	41,20	34,49	39,66
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	7,80	25,95	12,21	13,38	8,57	23,81
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,18	0,64	0,50	0,32	0,25	0,60
<b>Spaltzugfestigkeit</b>						
Stichprobenumfang $n$ [-]	10	6	15	18	9	3
Mittelwert $\bar{x}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	3,02	1,08	1,81	2,27	2,41	4,12
Standardabweichung $s_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	0,49	0,35	0,67	0,79	0,43	0,36
Variationskoeffizient $v_x$ [-]	0,16	0,32	0,37	0,35	0,18	0,09

Für die Mehrzahl der Stichproben ist der Variationskoeffizienten größer als 0,20 womit nach Abschn. 3.4.3.2 die Anwendung einer logarithmischen Normalverteilung empfohlen wird.

Unter Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung ergibt sich nach Gleichung (3-42) je Pfeiler der in Tab. 4-29 angegebene 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit, geprüft an unter Wasser gelagerten Bohrkernen.

Zusätzlich ist in Tab. 4-29 unter Berücksichtigung der in Abschn. 3.2.3 beschriebenen Umrechnungsfaktoren die auf den Normprobekörper bei Normlagerung bezogene Betondruckfestigkeit angegeben.

Tabelle 4-29 Betondruckfestigkeit Lautertalbrücke – 5 %-Quantilwert der Betondruckfestigkeit

Logarithmische Normalverteilung	Pfeiler A	Pfeiler B	Pfeiler C	Pfeiler D	Pfeiler E	Pfeiler F
Mittelwert $\mu_y$	3,75	3,56	3,07	3,66	3,51	3,52
Standardabweichung $\sigma_y$	0,18	0,61	0,56	0,35	0,25	0,67
$k_n$	2,00	2,33	1,85	1,83	2,00	2,63
$f_{ck, is, Bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	29,51	8,52	7,71	20,54	20,39	5,89
$f_{ck, is, cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	24,20	6,99	6,32	16,84	16,72	4,83

Die Spaltzugfestigkeit kann basierend auf den in Abschn. 3.2.2 beschriebenen Zusammenhängen in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet werden. Die Werte sind Tab. 4-30 zu entnehmen.

Eine weitere statistische Auswertung der Zugfestigkeit ist nicht erforderlich, da lediglich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit benötigt wird.

Tabelle 4-30 Lautertalbrücke – Mittelwerte der zentrischen Zugfestigkeit

Pfeiler	A	B	C	D	E	F
MW zentrische Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	2,72	0,97	1,63	2,04	2,17	3,71

Aufgrund des geringen Stichprobenumfangs wurden Pfeiler B und F von der weiteren Untersuchung zu Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit ausgeschlossen.

#### 4.2.11 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes wurden die zuvor aufgelisteten Bauwerke speziell in Hinblick auf die Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit alter Betone untersucht. Die ursprüngliche Einschränkung auf niederfeste Betone wurde aus Gründen der Verfügbarkeit um normalfeste Betone erweitert, da selbst durch umfangreiche Voruntersuchungen keine niederfesten historischen Betone mit konstanter Qualität ausfindig gemacht werden konnten.

Neben der Ermittlung der Druck- bzw. Zugfestigkeit an Bohrkernen wurden auch noch sofern möglich eventuelle Einflüsse der Karbonatisierung getestet. Auf Grundlage der in Abschn. 4.2.10 beschriebenen Untersuchung an Bohrkernen der Lautertalbrücke konnte der steigende Einfluss der Karbonatisierung sowohl auf die Druck-, als auch auf die Spaltzugfestigkeit des Betons festgestellt werden. Eine vollständige Karbonatisierung kann demnach bis hin zu einer Verdoppelung der Betondruckfestigkeit führen.

Um Mögliche Einflussgrößen auf das Verhältnis zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit zu verifizieren wurden je Bauwerk neben der Karbonatisierung auch noch die Entnahmerichtung der Bohrkern in Bezug auf die Betonierichtung sowie Art/Beschaffenheit der verwendeten Gesteinskörnung dokumentiert.

Zusätzlich wurde exemplarisch an einzelnen Bauwerken mittels kleiner Stichproben der tatsächlich am Bauwerk vorliegende E-Modul untersucht und mit dem nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] basierend auf der Betondruckfestigkeit berechneten E-Modul verglichen. Auf Grundlage der vorliegenden Daten kann die Gültigkeit der in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] enthaltenen Beziehung nach Gleichung (4-1) zwischen Betondruckfestigkeit und E-Modul auch für Bestandsbetone bestätigt werden. Es ist jedoch zu beachten, dass Einzelwerte dennoch stark abweichen können. Für eine Verallgemeinerung dieser Aussage müssten jedoch umfangreichere Untersuchungen durchgeführt werden.

Die Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit wird in nachfolgendem Abschn. 4.3 ausführlich beschrieben.

Ein Überblick der wichtigsten Kenndaten der in Abschn. 4.2 vorgestellten Bauwerke sowie der von der Bundesanstalt für Wasserbau zur Verfügung gestellten Versuchsdaten ist in tabellarischer Form in Anlage IV abgedruckt. Die einzelnen Prüfwerte der in Abschn. 4.2 beschriebenen Bauwerksuntersuchungen sind in Anlage V zusammengefasst.

### 4.3 Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit

#### 4.3.1 DIN EN 1992-1-1

Der in Abschn. 3.2.1, Gleichung (3-10) nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] für Normalbetone mit einer Festigkeitsklasse bis C50/60 beschriebene Zusammenhang zwischen

Betondruckfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit bezieht sich auf die im Alter von 28 Tagen geprüften Betonfestigkeiten.

In Abb. 4-68 ist der in Gleichung (3-10) beschriebene Zusammenhang für die Festigkeitsklassen C8/10 bis C50/60 grafisch dargestellt. Auf der Ordinate ist der Quotient aus charakteristischer Betondruckfestigkeit und Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit abgetragen.

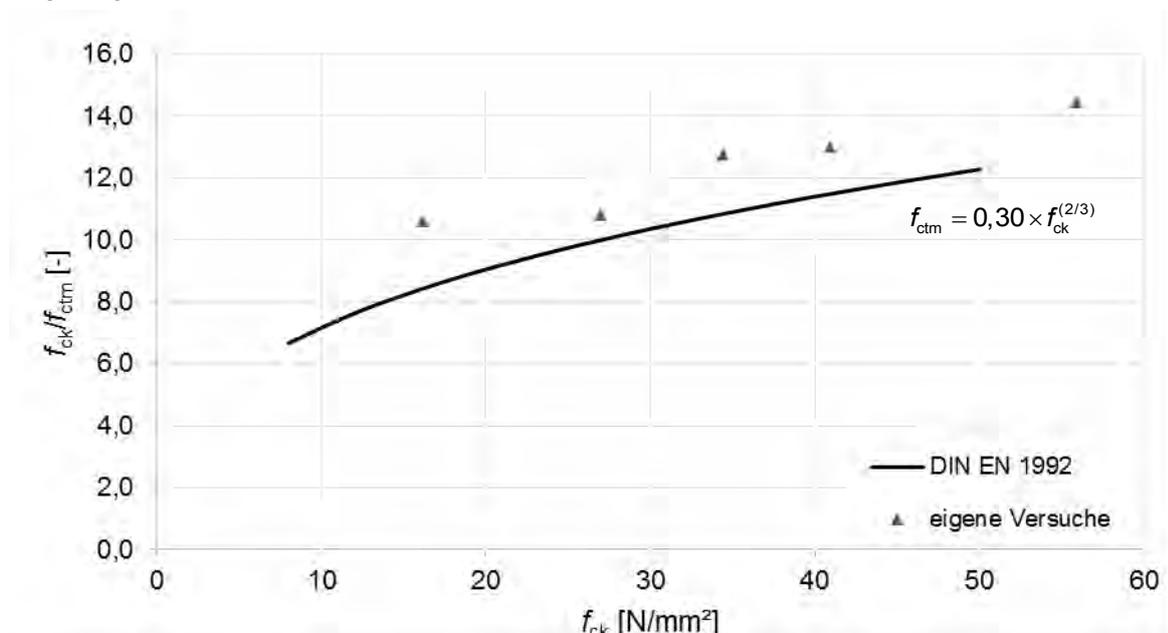


Abb. 4-68 Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011]

Mit steigender Betonfestigkeitsklasse erhöht sich das Verhältnis zwischen Betondruck- und – Zugfestigkeit; d. h. die Erhöhung der Zugfestigkeit ist nicht proportional zur Erhöhung der Druckfestigkeit. Die Zugfestigkeit nimmt um ein geringeres Maß zu als die Druckfestigkeit.

Zur Überprüfung dieses Verhältnisses wurden von vier verschiedenen Betonsorten Würfel (Kantenlänge 150 mm) und Zylinder ( $h/\varnothing = 300/150$  mm) hergestellt. Für die vier Mischungen verschiedener Festigkeitsklasse wurde entweder Rundkorn oder Splitt als Gesteinskörnung verwendet. Die Probekörper wurden nach dem Ausschalen bis zur Prüfung im Alter von 28 Tagen wassergelagert. Das ermittelte Verhältnis zwischen charakteristischer Betondruckfestigkeit und Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit ist ebenfalls grafisch in Abb. 4-68 als „eigene Versuche“ sowie tabellarisch in Anlage VI dargestellt.

Die Abweichungen zwischen theoretischem und experimentell am Normprobekörper im Alter von 28 Tagen bestimmten Verhältnis sind mit weniger als 10 % i.M. für die vier geprüften Betonsorten unabhängig von Festigkeitsklasse und verwendetem Zuschlag als gering einzustufen. Somit kann das in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] beschriebene Verhältnis zwischen charakteristischer Betondruckfestigkeit und Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit für Festigkeiten, geprüft im Alter von 28 Tagen, bestätigt werden.

Eine Gültigkeit dieser Beziehung für alte Betone - d. h. Betone, die nicht im Alter von 28 Tagen, sondern mehreren Jahren untersucht werden - kann jedoch nicht ohne Weiteres vorausgesetzt werden, da die Entwicklung der Betondruck- und –Zugfestigkeit durch Nacherhärtung und weitere last- und zeitabhängige Einflüsse noch ungeklärt ist. Die Ergebnisse der zur Überprüfung der Gültigkeit, des in Gleichung (3-10) beschriebenen Zusammenhangs durchgeführten Versuche sind im nachfolgenden Kapitel dargestellt.

### 4.3.2 Experimentell bestimmte Beziehungen am Bestandstragwerk

In Abb. 4-69 ist in Abhängigkeit von der charakteristischen In-situ-Betondruckfestigkeit bezogen auf den Normzylinder  $f_{ck, is}$  das experimentell ermittelte Verhältnis von charakteristischer In-situ-Betondruckfestigkeit zum Mittelwert der zentrischen In-situ-Zugfestigkeit  $f_{ctm, is}$  dem theoretischen Verhältnis nach Gleichung (3-10) aller untersuchten Bauwerke gegenübergestellt. Die gepunktete Linie stellt die Trendlinie als Polynom zweiten Grades der einzelnen Versuchsergebnisse dar.

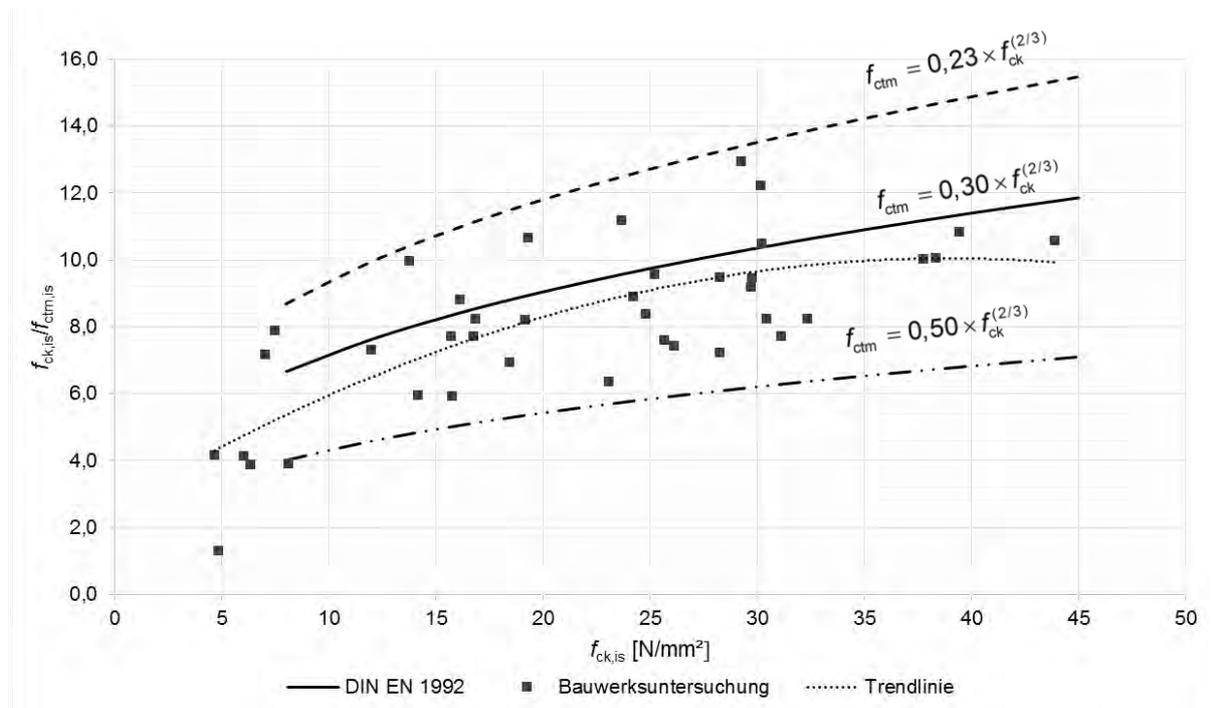


Abb. 4-69 Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit historischer Betone

Die charakteristische, am Bauwerk geprüfte Betondruckfestigkeit ist somit je nach Druckfestigkeit zwischen 1,5 und 13,0 mal so hoch wie die experimentell bestimmte Zugfestigkeit. Dies entspricht einer Berechnung des Mittelwertes der zentrischen Zugfestigkeit nach folgender Gleichung (4-2), wobei der Faktor  $c$  für die untersuchten Bauwerke zwischen 0,23 und 0,50 variiert.

$$f_{ctm} = c \cdot f_{ck}^{(2/3)} \quad (4-2)$$

Die Trendlinie als Polynom zweiten Grades der einzelnen Versuchsergebnisse liegt um ca. 10 % unterhalb des nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] erwarteten Verhältnisses, was nur einer geringen Abweichung entspricht.

Um mögliche Einflüsse auf das Verhältnis zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit zu erfassen, erfolgt nachfolgend eine nach verschiedenen Parametern getrennte Auswertung.

### 4.3.3 Einflussgrößen

#### 4.3.3.1 Bauwerksalter

Als mögliche Ursache für die Abweichungen wird zunächst der Einfluss des Alters bzw. des Herstelljahrs der jeweiligen Konstruktion auf die Abweichung im Vergleich zu [DIN EN 1992-

1-1 - 2011] untersucht. Ein Einfluss des Alters kann neben last- und zeitabhängigen Einflüssen auch durch eine Veränderung des Umfangs und der Güte der Betonüberwachung bei der Ausführung verursacht werden.

In Abb. 4-70 ist die Abweichung zwischen experimentell geprüfter und nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechneter zentrischer Zugfestigkeit über dem Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Prüfung abgetragen. Auf der linken Ordinate ist der Quotient zwischen Druck- und Zugfestigkeit experimentell bestimmt bzw. nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnet dargestellt. Auf der rechten Ordinate ist die Abweichung in % dargestellt. Eine negative Abweichung bedeutet dabei, dass die nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete zentrische Zugfestigkeit kleiner als die tatsächlich am Bauwerk geprüfte Zugfestigkeit ist.

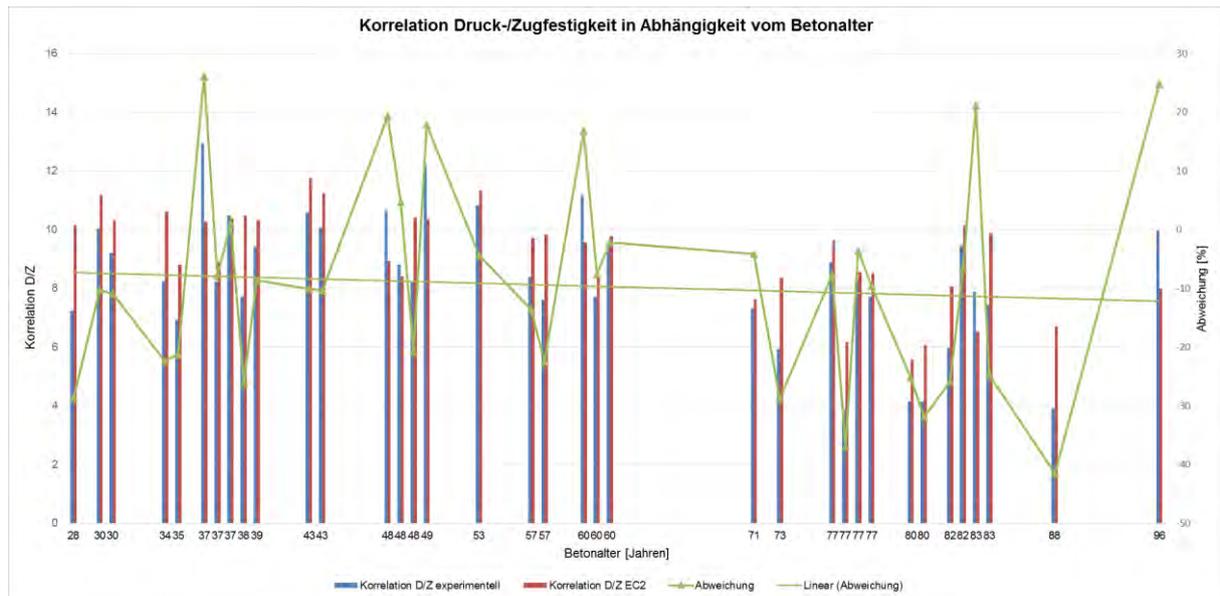


Abb. 4-70 Abweichung der am Bauwerk geprüften Zugfestigkeit zur nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechneten Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Bauwerksalter zum Zeitpunkt der Prüfung

An der grünen Trendlinie ist zu erkennen, dass ein zunehmendes Alter lediglich zu einer geringen Zunahme der Abweichung führt. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Bauwerksalter und somit der durchzuführenden Betonüberwachung und der Abweichung zum normativen Verhältnis kann auf Grundlage der vorliegenden Daten nicht festgestellt werden.

#### 4.3.3.2 Gesteinskörnung

In [Grübl - 2001] ist der mittlere Verhältniswert zwischen Betondruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit für Betone mit Zuschlag aus ungebrochener und gebrochener Gesteinskörnung in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit angegeben. Die Daten sind in Tab. 4-31 zusammengefasst.

Tabelle 4-31 Mittlerer Verhältniswert zwischen Druck- und Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Art des Zuschlags [Grübl - 2001]

Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	Ungebrochene Gesteinskörnung	Gebrochene Gesteinskörnung	Abweichung
10	9,0	7,4	-1,6
20	10,6	8,8	-1,8
30	12,3	10,0	-2,3
40	13,5	11,2	-2,3
50	14,7	12,4	-2,3
60	15,9	13,5	-2,4

Beton mit Zuschlag aus gebrochener Gesteinskörnung weist bei gleicher Druckfestigkeit eine deutlich höhere Zugfestigkeit als Beton mit Zuschlag aus ungebrochener Gesteinskörnung auf. Auf Grundlage der Untersuchungen an den in Abschn. 4.2 vorgestellten Gebäuden konnte der Einfluss der Gesteinskörnung auf das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit nicht untersucht werden, da lediglich Bestandsbetone mit ungebrochenem Zuschlag zur Verfügung standen.

#### 4.3.3.3 Karbonatisierungstiefe

In Abschn. 4.2.10 wurde der steigende Einfluss der Karbonatisierung sowohl auf Druck- als auch auf die Spaltzugfestigkeit gezeigt. Die Bohrkern zur Spaltzugfestigkeitsprüfung der Pfeiler A, D und E waren zum Zeitpunkt der aktuellen Prüfung nahezu vollständig durchkarbonatisiert. Durch die identische Lagerung seit der Entnahme, kann angenommen werden, dass die Bohrkern zur Prüfung der Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der aktuellen Prüfung ebenfalls karbonatisiert waren.

Bei allen weiterhin untersuchten Bauwerken war die Karbonatisierungstiefe zu gering um einen Einfluss auf die Korrelation zwischen Druck- und Zugfestigkeit zu erfassen.

In Abb. 4-71 ist die Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit der drei karbonatisierten Betone aus Pfeiler A, D und E dargestellt.

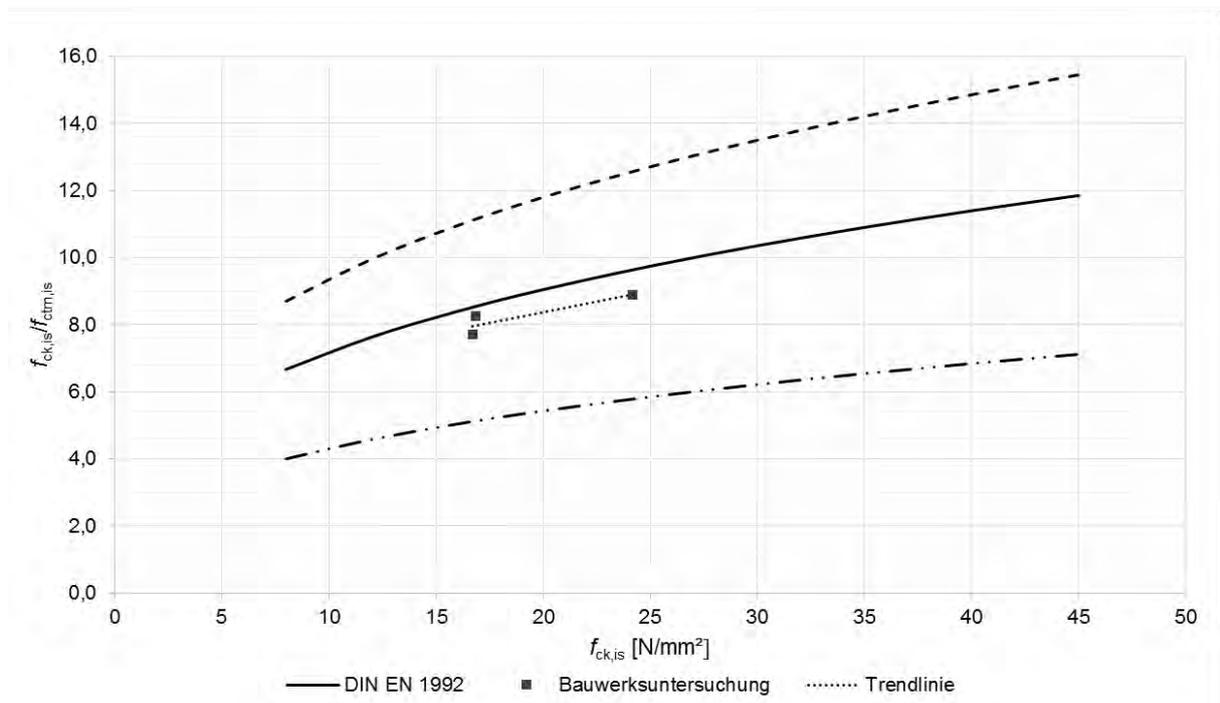


Abb. 4-71 Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit karbonatisierter Betone

Das rechnerische Verhältnis nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] wird um 4 bis 10 % unterschätzt, was einer geringen Unterschreitung entspricht. Somit kann der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach der in Gleichung (3-42) nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] dargestellten Beziehung auch für karbonatisierte Bestandsbetone berechnet werden.

#### 4.3.3.4 Betonierrichtung

Bei den in Abschn. 4.2 vorgestellten Bauwerken wurden an zwei Bauwerken (Bodenplatte ACO Gusswerk; Lautertalbrücke) die Bohrkerne parallel zur Betonierrichtung entnommen. Bei allen anderen Bauwerken erfolgte eine Entnahme der Bohrkerne senkrecht zur Betonierrichtung. Bei den von der Bundesanstalt für Wasserbau zur Verfügung gestellten Daten war die Entnahmerichtung der Bohrkerne nicht dokumentiert.

Es ist weiterhin zu beachten, dass der Pfeilerbeton der Lautertalbrücke als Stampfbeton ausgeführt wurde.

In Abb. 4-72 ist die Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Entnahmerichtung der Bohrkerne dargestellt.

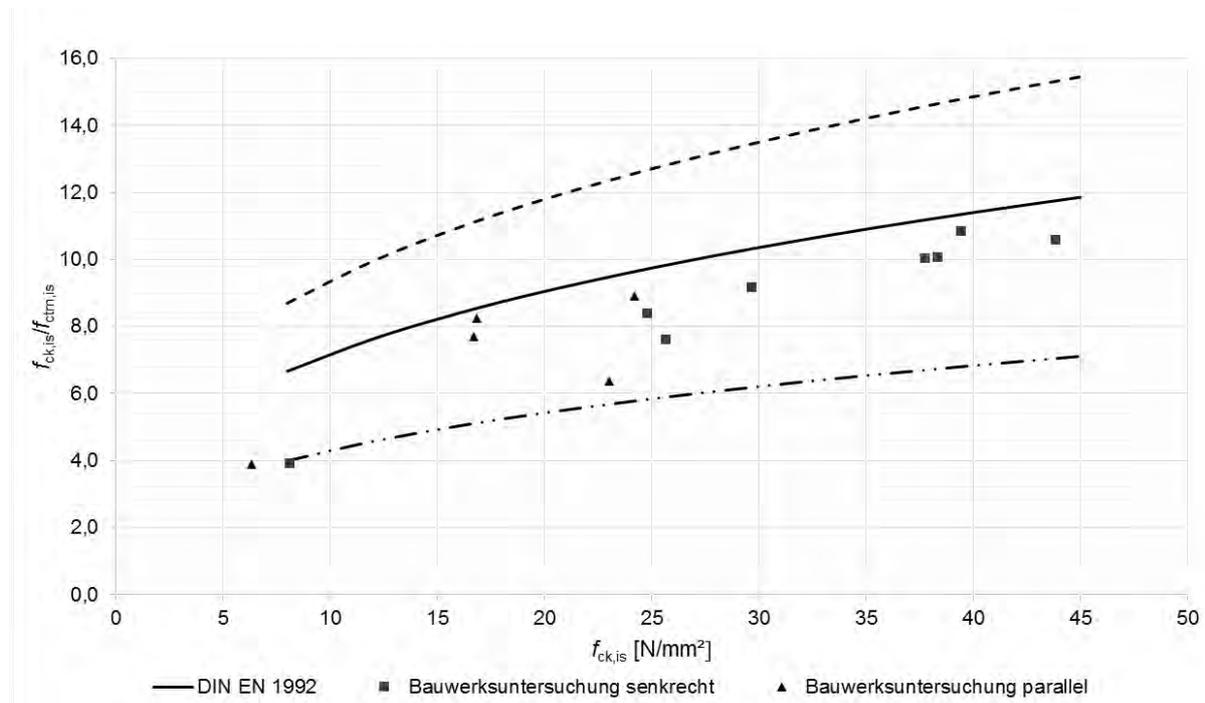


Abb. 4-72 Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Entnahmerichtung der Bohrkern

Aufgrund der in Abb. 4-72 dargestellten Versuchsergebnisse kann kein eindeutiger Einfluss der Entnahmerichtung der Bohrkern im Vergleich zur Betonierichtung festgestellt werden.

#### 4.3.3.5 Dichte

In Abschn. 4.2 wurde bereits der Einfluss der Dichte auf die Einzelwerte der am Bohrkern geprüften Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit beschrieben. Um den Einfluss der Dichte auf die Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit zu erfassen ist in nachfolgender Abb. 4-73 die Abweichung zwischen rechnerisch und experimentell ermitteltem Verhältnis in Abhängigkeit von der Dichte aufgetragen.

Eine negative Abweichung bedeutet dabei, dass die nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] berechnete zentrische Zugfestigkeit kleiner als die tatsächlich am Bauwerk geprüfte Zugfestigkeit ist.

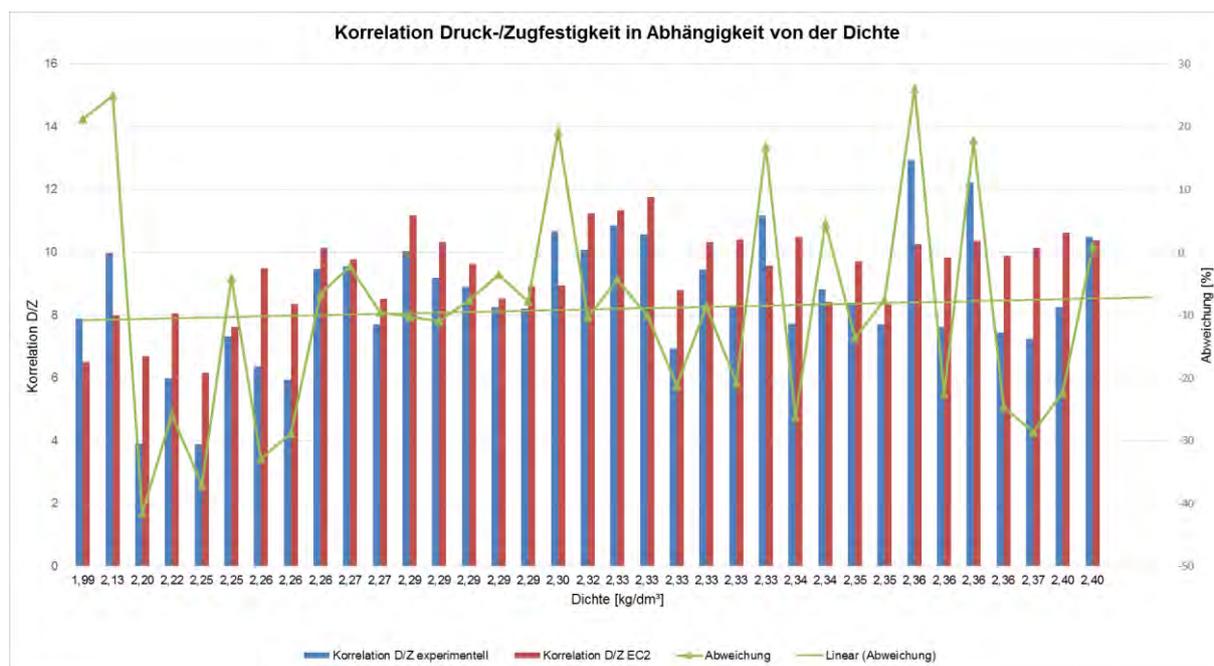


Abb. 4-73 Korrelation Druck-/Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dichte

An der grünen Trendlinie ist zu erkennen, dass eine Zunahme der Dichte lediglich zu einer geringen Veränderung der Abweichung führt. Durch den zuvor gezeigten steigenden Einfluss der Dichte sowohl auf die Druck- als auch auf die Spaltzugfestigkeit ist das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit nahezu unabhängig von der Dichte.

#### 4.3.3.6 Streuung der Druckfestigkeit

Einen weiteren möglichen Einfluss auf das Verhältnis zwischen charakteristischer In-situ-Betondruckfestigkeit und Mittelwert der zentrischen In-situ-Zugfestigkeit hat die Streuung der Ergebnisse der Betondruckfestigkeitsprüfung. Bei großer Streuung nehmen die „Verluste“ aus dem statistischen Auswerteprozess zu; d. h. die charakteristische In-situ-Betondruckfestigkeit (Quantilwert) wird um ein größeres Maß abgemindert. Im Gegensatz hierzu wird von der zentrischen In-situ-Zugfestigkeit für das zuvor beschriebene Verhältnis der Mittelwert verwendet; es erfolgt keine statistische Auswertung.

Das Maß der Streuung kann durch den Variationskoeffizienten der Stichprobe quantifiziert werden. In Abb. 4-74 ist die Abweichung zwischen rechnerisch und experimentell ermitteltem Verhältnis in Abhängigkeit vom Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeitsprüfung dargestellt.

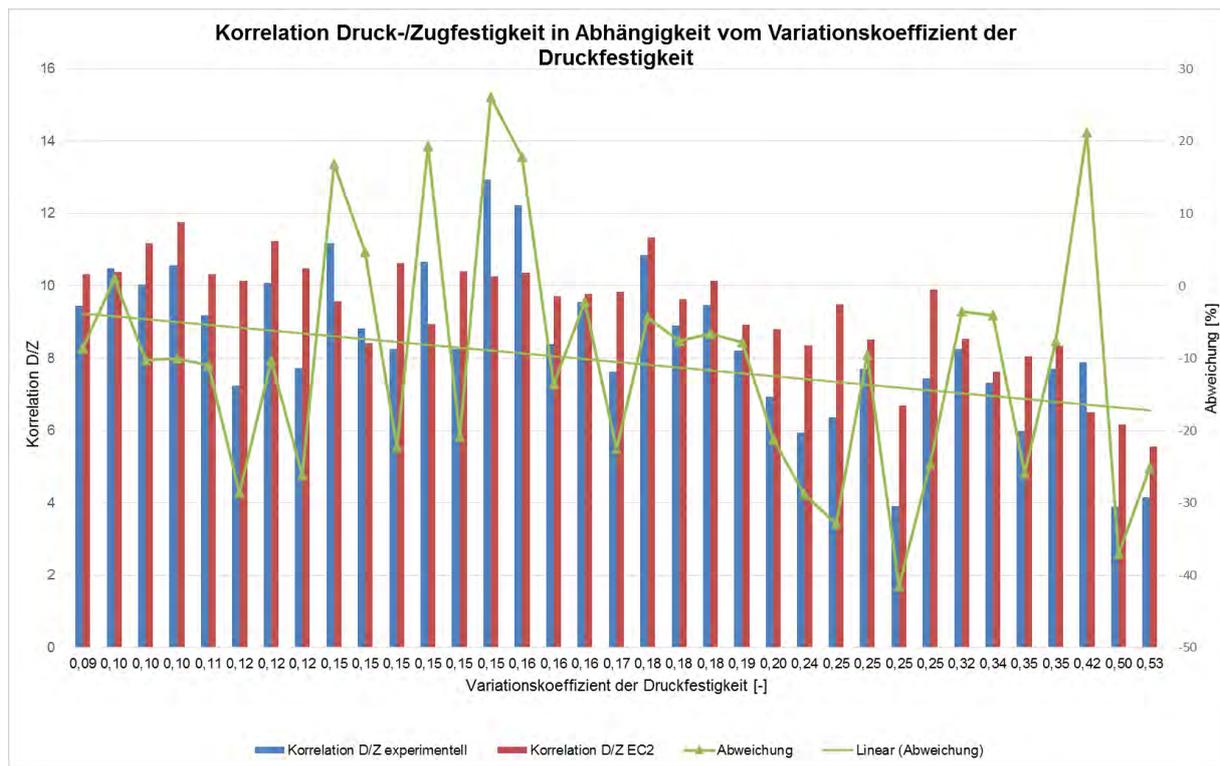


Abb. 4-74 Korrelation Druck-/Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Variationskoeffizient der Betondruckfestigkeitsprüfung

An der grünen Trendlinie ist zu erkennen, dass die Abweichung mit zunehmendem Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit im negativen Bereich ansteigt. Dies bedeutet, dass die am Bauwerk geprüfte In-Situ Zugfestigkeit die nach Gleichung (3-42) nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] aus der charakteristischen Druckfestigkeit berechnete zentrische Zugfestigkeit mit steigendem Variationskoeffizienten der Druckfestigkeit um ein zunehmendes Maß überschätzt. Die Ursache für die zunehmende negative Abweichung liegt an den mit zunehmender Streuung; d. h. zunehmendem Variationskoeffizienten, größer werdenden Verlusten aus der statistischen Auswertung bei der Berechnung des 5%-Quantils der Betondruckfestigkeit.

Ab einem Variationskoeffizienten der Betondruckfestigkeit von 0,20 empfiehlt es sich zumindest in Fällen, in denen die Betonzugfestigkeit die Versagenslast maßgeblich beeinflusst, die Zugfestigkeit durch Bauwerksuntersuchungen zu validieren.

#### 4.3.4 Fazit

Wie in Abschn. 4.3 dargestellt, konnte auf Grundlage der untersuchten Bauwerksbetone keine eindeutige Einflussgröße auf das Verhältnis zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit festgestellt werden. Sowohl die Dichte des Betons, das Bauwerksalter und damit unmittelbar verbunden die Betonüberwachung bei der Ausführung, als auch die Karbonatisierungstiefe beeinflussen das Verhältnis nicht maßgeblich. Lediglich der Streuung der Betondruckfestigkeit konnte mit zunehmendem Wert eine größere Abweichung zugeordnet werden.

Sofern aus bemessungstechnischer Sicht keine großen Anforderungen an die Genauigkeit der zu verwendenden Zugfestigkeit zu stellen sind, kann der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit nach der in Gleichung (3-42) nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] dargestellten Beziehung auch für Bestandsbetone berechnet werden.

Wie in Abb. 4-68 gezeigt, stellt der in [DIN EN 1992-1-1 - 2011] enthaltene Zusammenhang ebenfalls lediglich eine Näherungslösung dar, bei der es im Einzelfall dennoch zu Abweichungen kommen kann.

In Fällen, in denen die Betonzugfestigkeit die Versagenslast maßgeblich beeinflusst wird von den Verfassern eine Prüfung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Zugfestigkeit im Rahmen einer qualifizierten Bestandsaufnahme empfohlen, da wie in Abb. 4-69 dargestellt im Einzelfall doch erhebliche Abweichungen auftreten können.

## 5 Grundlagen der Befestigungstechnik in Beton

### 5.1 Befestigungssysteme

Befestigungssysteme können je nach Zeitpunkt und Art der Montage verschiedenen Befestigungsverfahren zugeordnet werden. In Abb. 5-1 ist ein Überblick der gängigsten Befestigungsverfahren im Beton- und Mauerwerksbau angegeben.

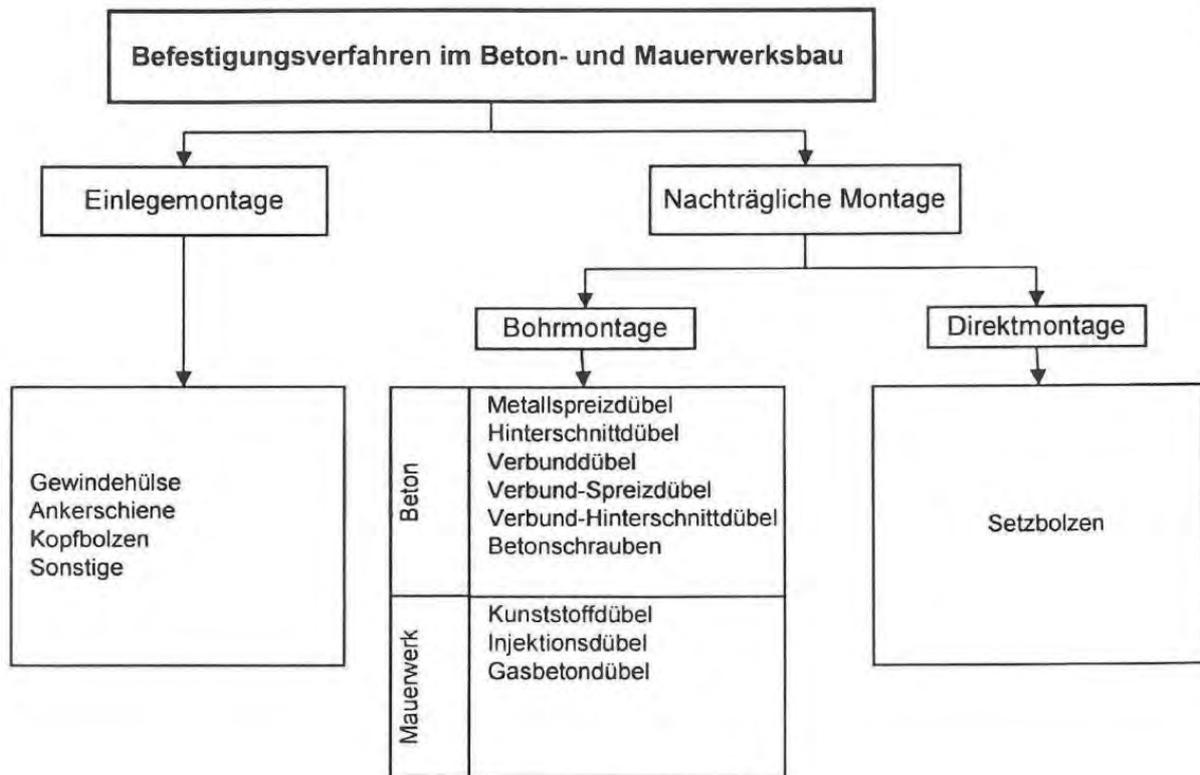


Abb. 5-1 Übersicht Befestigungsverfahren im Beton- und Mauerwerksbau [Eligehausen - 2000]

Die verschiedenen Befestigungssysteme leiten die angreifende Last auf unterschiedliche Arten in den Ankergrund ein. Allgemein wird zwischen Formschluss, Reibschluss und Stoffschluss unterschieden (vgl. Abb. 5-2).

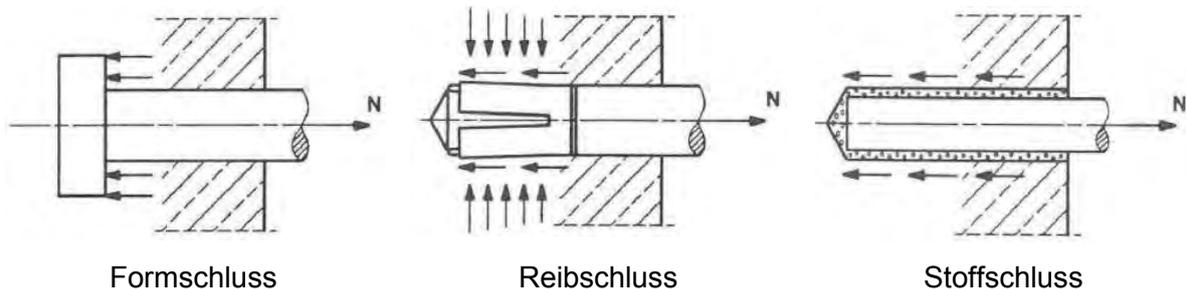


Abb. 5-2 Lastübertragung verschiedener Befestigungssysteme [Eligehausen - 2000]

Bei Formschluss erfolgt dabei die Lastübertragung zwischen Befestigungselement und Ankergrund durch eine mechanische Verzahnung. Beispiele für Befestigungselemente, die die einwirkende Last durch Formschluss übertragen sind Kopfbolzen, Ankerschienen und Hinterschnittdübel in Beton.

Reibschluss beschreibt die Lastübertragung von Spreizdübeln. Durch die beim Setzen erzeugte Spreizkraft entsteht zwischen Dübel und Bohrlochwand eine Reibkraft, die die einwirkende Last in den Ankergrund überträgt.

Beim Stoffschluss, als Wirkungsprinzip von Verbunddübeln, erfolgt der Abtrag der einwirkenden Last in den Ankergrund über Verbund (siehe [Eligehausen - 2000]).

Als Einwirkung sind ruhende oder nicht ruhende Lasten sowohl in Richtung der Dübelachse als auch quer zur Dübelachse möglich (siehe Abb. 5-3).

Lasten in Richtung der Dübelachse

$N$  = Zug

$D$  = Druck



Lasten quer zur Dübelachse

$V$  = Querkraft

$M_B$  = Biegung aus  
Hebelarm



Abb. 5-3 Belastung von Befestigungen [Hilti - 2014]

## 5.2 Versagensarten

Entsprechend Abb. 5-2 wird die Lastübertragung in drei verschiedene Wirkungsprinzipien unterschieden: Formschluss, Reibschluss und Stoffschluss. Entsprechende Kombinationen der einzelnen Prinzipien sind möglich.

Je nach Befestigungssystem, Belastung, mechanischen Kennwerten sowie geometrischen Abmessungen können verschiedene Versagensarten sowohl im Befestigungselement als auch im Ankergrund auftreten. In Abb. 5-4 ist ein Überblick der möglichen Versagensarten von Befestigungselementen in Beton dargestellt. Es wird zwischen Betonausbruch, Betonkantenbruch, Spalten, Stahlversagen und Herausziehen unterschieden.

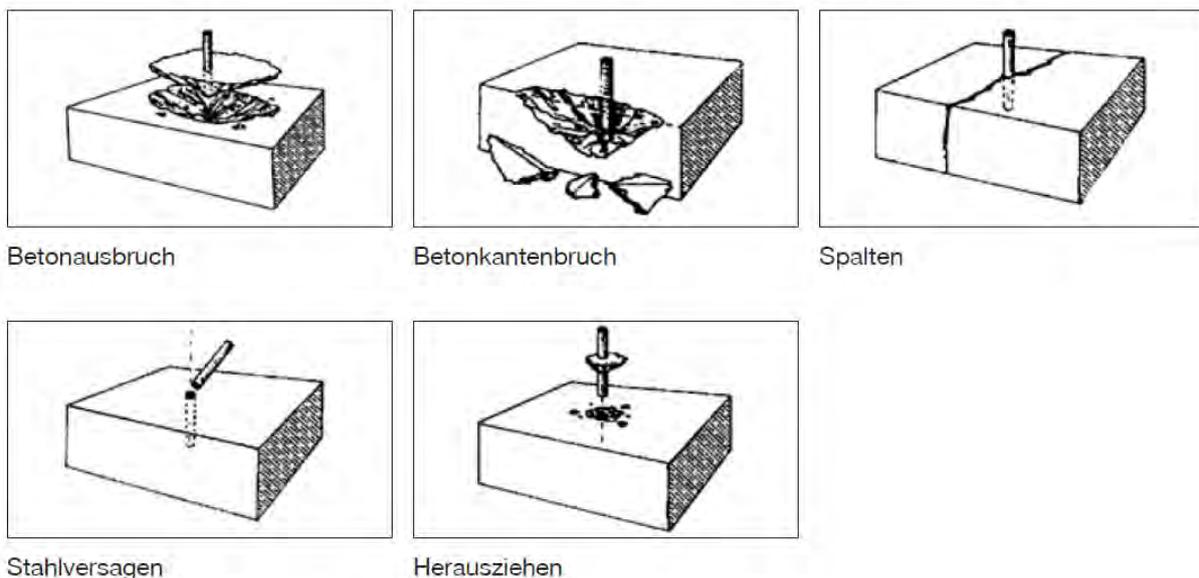


Abb. 5-4 Versagensarten von Befestigungen in Beton [Hilti - 2014]

### 5.3 Bemessungsregeln

Metалldübel, Hinterschnittanker oder Kopfbolzen mit europäisch technischer Zulassung (European Technical Approval, ETA) sind derzeit nach dem CC-Verfahren (Concrete Capacity) zu bemessen.

Das CC-Verfahren ist in Anhang C der Leitlinie für die Europäische Technische Zulassung [ETAG 001 – 10] beschrieben. Es wird zwischen den Bemessungsverfahren A, B und C unterschieden, wobei Verfahren A ein allgemeines und Verfahren B und C vereinfachte Verfahren darstellen. Das anzuwendende Bemessungsverfahren ist der jeweiligen Zulassung des Befestigungselements zu entnehmen.

Die nachfolgend verwendeten Dübel sind laut Zulassung nach Bemessungsverfahren A zu bemessen, weshalb im weiteren Verlauf auch nur das Verfahren A näher beschrieben wird.

Weiterhin werden im Folgenden lediglich die Bemessungsmethoden für reine Zugbeanspruchung am Einzeldübel in der Fläche näher beschrieben, da nur dieser Fall am historischen, niederfesten Beton untersucht werden soll.

Das Bemessungsverfahren A ist das ausführlichste Verfahren. Der charakteristische Widerstand wird unter Berücksichtigung aller möglichen Versagensarten, des Einflusses der Betondruckfestigkeit, der Einflüsse der Rand- und Achsabstände sowie des Einflusses der Lastrichtung auf den charakteristischen Widerstand berechnet.

In [ETAG 001 – 10], Annex C werden für reine Zugbeanspruchung Widerstände für die in Tab. 5-1 beschriebenen Versagensarten angegeben. Details zur Berechnung der einzelnen Widerstände sind den nachfolgenden Kapiteln zu entnehmen.

Tabelle 5-1 Versagensarten und Traglasten nach [ETAG 001 – 10], Annex C

	single anchor	anchor group	
steel failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	
pull-out failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	$N_{Sd}^h \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	
concrete cone failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$
splitting failure	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$		$N_{Sd}^g \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$

#### 5.3.1 Steel failure – Stahlversagen – $N_{Rk,s}$

Der charakteristische Widerstand für die Versagensart Stahlbruch  $N_{Rk,s}$  ist in der jeweiligen ETA/Zulassung angegeben.

Er berechnet sich nach Gleichung (5-1) aus dem maßgebenden wirksamen Spannungsquerschnitt  $A_s$  und der Zugfestigkeit des verwendeten Stahls  $f_{uk}$ .

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \tag{5-1}$$

### 5.3.2 Pull-out failure – Herausziehen – $N_{Rk,p}$

Der charakteristische Widerstand für die Versagensart Herausziehen  $N_{Rk,p}$  ist in der jeweiligen ETA/Zulassung angegeben.

Er wird aus Versuchen bestimmt und ist abhängig von der jeweiligen Dübelkonstruktion.

### 5.3.3 Concrete cone failure – Betonausbruch – $N_{Rk,c}$

Der charakteristische Widerstand für die Versagensart Betonausbruch eines Einzelankers in der Fläche, d. h. ohne Beeinflussung durch Ränder oder benachbarte Dübel  $N_{Rk,c}^0$  ist nach Gleichung (5-2) zu berechnen.

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (5-2)$$

mit

$k_1$  Faktor zur Berechnung der Betonausbruchlast

Tabelle 5-2  $k_1$  Faktor zur Berechnung der Betonausbruchlast

	gerissen	ungerissen
[ETAG 001 – 10]	7,2	10,1
Hilti HSC-A M10x40 [ETA-02/0027 – 12]	7,2	10,1
KÖCO Kopfbolzen (Typ 13) [ETA-03/0039 – 13]	8,5	11,9
Hilti HAD-P M10x80 [ETA-99/0009 – 13], [Z-21.1-1987 – 15]	8,3	11,6

$h_{ef}$  Verankerungstiefe in mm

$f_{ck,cube}$  charakteristische Betondruckfestigkeit, gemessen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm [N/mm<sup>2</sup>]

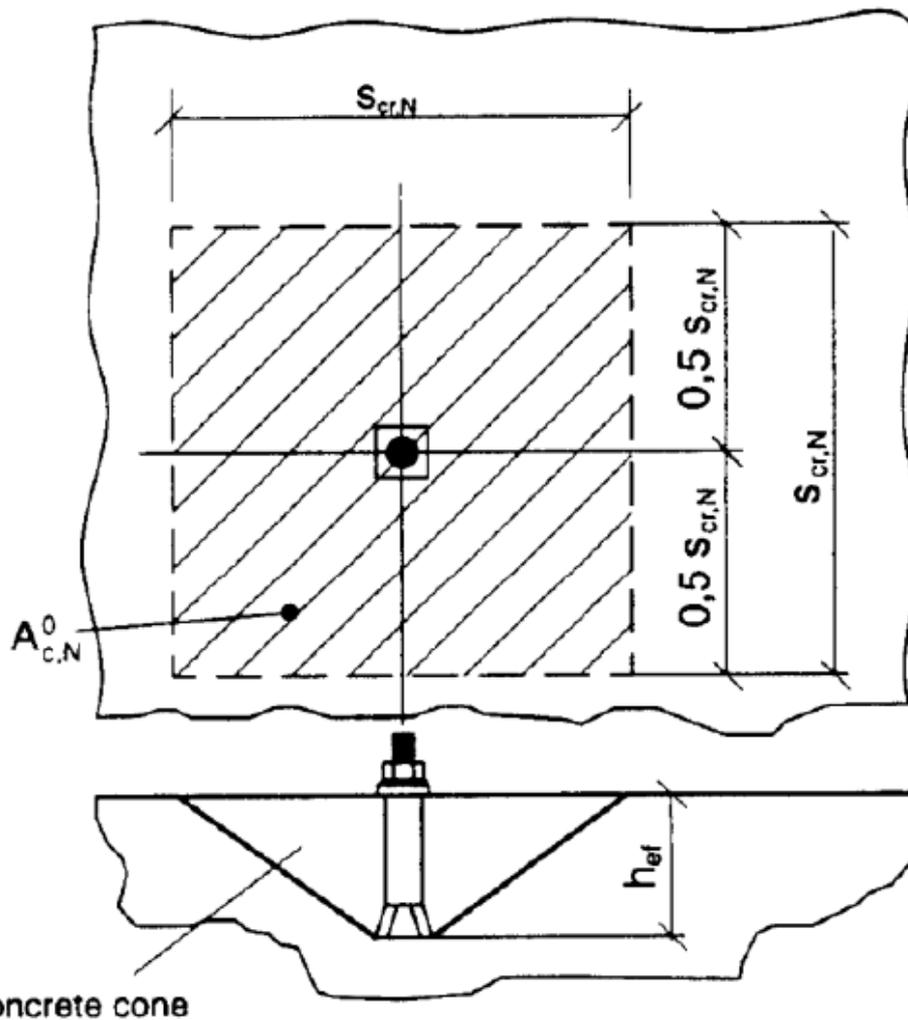


Abb. 5-5 Betonausbruch [ETAG 001 – 10], Annex C

Der charakteristische Widerstand für die Versagensart Betonausbruch eines Einzelankers in beliebiger Befestigungssituation  $N_{Rk,c}$  ist ebenfalls in [ETAG 001 – 10] geregelt, wird jedoch hier nicht weiter beschrieben, da lediglich der Einzelanker in der Fläche betrachtet wird.

### 5.3.4 Splitting failure – Spalten – $N_{Rk,sp}$

Der charakteristische Widerstand für die Versagensart Spalten  $N_{Rk,sp}$  basiert auf den gleichen Gleichungen wie der Nachweis der Versagensart Betonausbruch.

Da im weiteren Verlauf Beeinflussung durch Ränder und benachbarte Dübel ausgeschlossen werden kann eine nähere Beschreibung der Versagensart Spalten entfallen.

## 5.4 Gültigkeit der Bemessungsregeln für niederfeste Betone

In [ETAG 001 – 10] ist die Anwendung der genannten Bemessungsregeln unmittelbar mit einer Betonfestigkeitsklasse von C20/25 bis C50/60 nach [DIN EN 206 – 14] verknüpft. Eventuelle Abweichungen von diesem Bereich sind in den entsprechenden Zulassungen angegeben. In anderen Fällen sind die angegebenen Bereiche der Betonfestigkeitsklasse einzuhalten, da die Eignung der Befestigungsmittel im Zulassungsverfahren nur in Betonen der angegebenen Festigkeitsklasse nachgewiesen wurde.

Besonders die Versagensart Betonausbruch in niederfesten Betonen, wie sie z. T. auch im Bestand vorliegen wurde bisher nur unzureichend erforscht.

## **6 Versuchsprogramm zur Bewertung der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln in niederfesten Betonen**

### **6.1 Einführung**

Zur Bewertung der Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln in niederfesten Betonen wurden sowohl Versuche am historischen Tragwerk als auch am extra hergestellten, niederfesten Referenzbeton durchgeführt.

Dabei wurden die Versuche am historischen Tragwerk lediglich bei vorhandenem Beton niedriger Festigkeitsklasse durchgeführt. Da die meisten untersuchten Betone nicht niederfest waren wurden umfangreiche Versuche am niederfesten Referenzbeton durchgeführt.

Die Tragfähigkeit von Befestigungsmitteln in niederfesten Betonen sollte laut Antrag an Verbundpreisdübeln untersucht werden.

### **6.2 Wahl der Befestigungsmittel**

Da besonders der Einfluss der Betonzugfestigkeit und somit die Versagensart Betonausbruch untersucht werden soll, wurde sich im Rahmen der Beratergruppe auf die Verwendung von Hinterschnittankern und Kopfbolzen (cast-in) wegen einer konzentrierten Lasteinleitung geeinigt. Auf die Untersuchung an Verbundpreisankern wurde verzichtet, da diese ihre Belastung über die komplette Verankerungstiefe nicht genau definiert in den Befestigungsuntergrund einleiten.

Dabei konnten die Hinterschnittanker sowohl im historischen Tragwerk als auch am Referenzbeton geprüft werden. Die Kopfbolzen wurden ausschließlich am Referenzbeton untersucht.

Der genaue Dübeltyp wurde in Abhängigkeit von der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betondruckfestigkeit so gewählt, dass ein Versagen des Ankers durch Betonausbruch maßgebend wird.

### **6.3 Untersuchungen am Bauwerk**

#### **6.3.1 Allgemeines**

Aufgrund der vorliegenden Rahmenbedingungen wurden Dübelversuche lediglich an der in Abschn. 4.2.7 beschriebenen Bodenplatte auf dem Gelände des ACO Gusswerks in Kaiserslautern durchgeführt.

Dazu wurden in einem ersten Schritt durch eine umfangreiche Beprobung die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betondruck- und Zugfestigkeit bestimmt.

Auf deren Grundlage wurden dann die erforderlichen Dübelabmessungen so gewählt, dass möglichst ein Versagen durch Betonausbruch entsteht.

Alle Versuche wurden als reine Zugversuche in der Fläche durchgeführt.

#### **6.3.2 Betoneigenschaften**

Die Eigenschaften des untersuchten Betons sind in Tab. 6-1 zusammengefasst. Insgesamt standen zur Bestimmung der der Betondruckfestigkeit 19 Bohrkerne und zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit 20 Bohrkerne mit einer Schlankheit von 1,0 zur Verfügung.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse ist in Abschn. 4.2.7.4 beschrieben.

Tab. 6-1 Betoneigenschaften Dübelversuche am Bauwerk

	Mittelwert	5 %-Quantil
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		
Bohrkern	50,4	28,1
Normzylinder	-	23,0
Zugfestigkeit basierend auf Untersuchungen am Bauwerk [N/mm <sup>2</sup> ]		
Spaltzugfestigkeit	4,02	-
zentrische Zugfestigkeit	3,62 (=0,9 x 4,02); Gl. (3-14)	-
Zugfestigkeit rechnerisch nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] [N/mm <sup>2</sup> ]		
zentrische Zugfestigkeit	2,43 Gl. (3-10)	-

### 6.3.3 Versuchsprogramm

Aufgrund der vorliegenden Betoneigenschaften wurde für die Versuche der selbst-hinterschneidende Dübel Hilti HSC-A M10x40 mit Außengewinde aus galvanisch verzinktem Stahl nach Abb. 6-1 verwendet. Er darf im gerissenen und ungerissenen Beton angewendet werden. Der Dübel hat einen Durchmesser von 10 mm und eine Verankerungslänge von 40 mm.

Weitere Hinweise könnend der Zulassung nach Anlage VII entnommen werden.

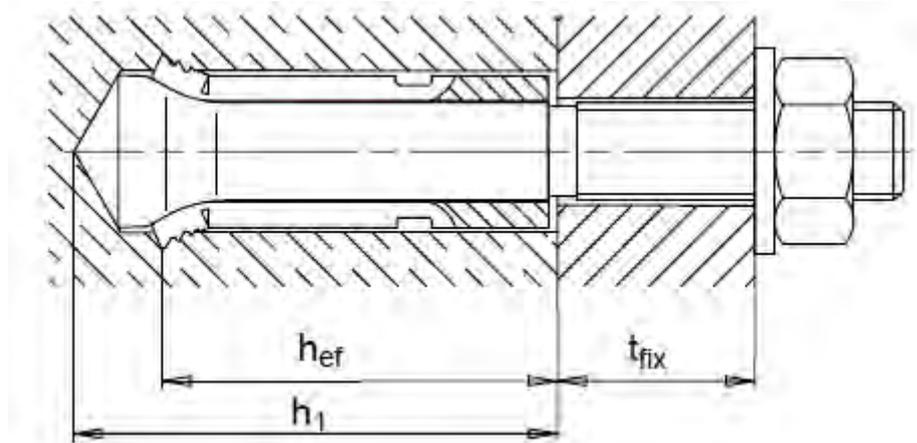


Abb. 6-1 Hinterschnittanker Hilti HSC-A [ETA-02/0027 – 12]

Im Rahmen einer Vordimensionierung konnten für den verwendeten Dübel für die maßgebenden Versagensarten die in Tab. 6-2 zusammengefassten Versagenslasten auf Mittelwertniveau berechnet bzw. aus der Zulassung abgelesen werden.

Tab. 6-2 Vorbemessung Dübelversuche Hilti HSC-A M10x40 am Bauwerk

Stahlversagen $N_{R,s}$	Betonausbruch $N_{R,c}$
$N_{Rk,s} = 46,4 \text{ kN}$	$N_{um,c,calc}^0 = \frac{10,1}{0,75} \cdot \sqrt{50,4} \cdot 40^{1,5} = 24,2 \text{ kN}$

Der nach Tab. 5-2 gewählte Faktor  $k_1$  wird durch 0,75 dividiert, wodurch der Unterschied zwischen mittlerer Versagenslast und charakteristischem Wert berücksichtigt wird. Dem Wert

0,75 liegt dabei ein Variationskoeffizient von 0,15 in Verbindung mit einer Stichprobe mit unendlich großem Umfang zugrunde.

$$1 - k_n \cdot v_x = 1 - 1,64 \cdot 0,15 = 0,75$$

vgl. Gl. (3-41)

Aufgrund des großen Abstands zwischen Stahlversagenslast und Betonausbruchlast kann ein Versagen durch Betonausbruch somit sichergestellt werden.

Beim Einbau des Dübels sind die in Abb. 6-2 dargestellten Hinweise unbedingt zu beachten.

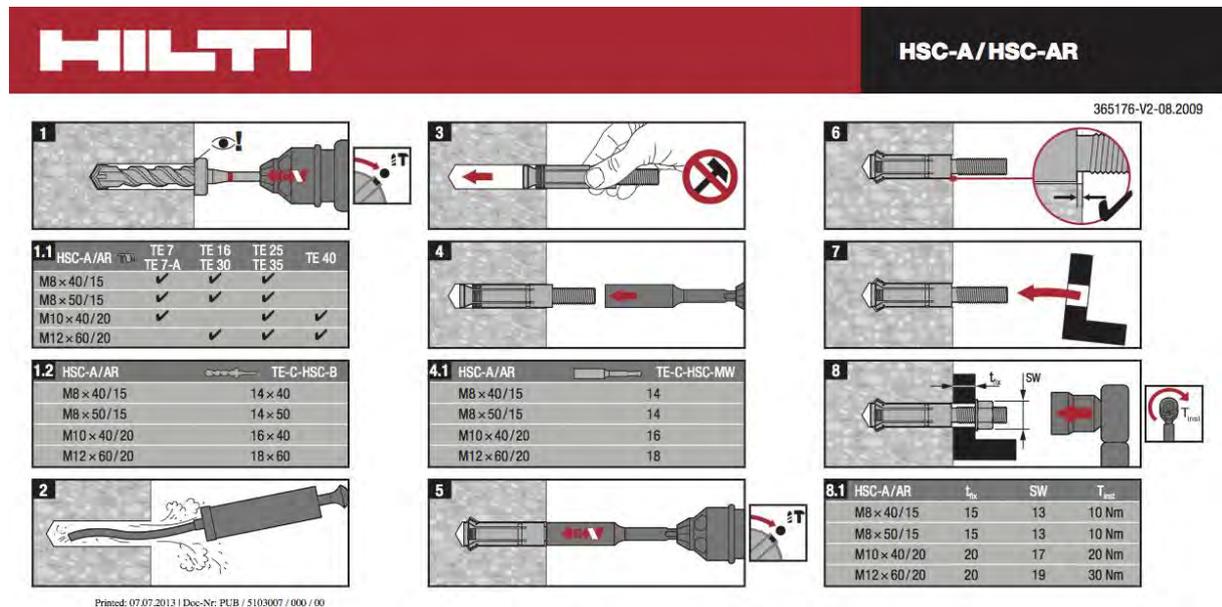


Abb. 6-2 Hinterschnittanker Hilti HSC-A - Montageanleitung

Beim Setzen der Dübel muss sichergestellt werden, dass die Hülse des Dübels nach dem Setzen leicht unterhalb der Betonoberfläche liegt wodurch der Hinterschnitt gewährleistet werden kann. Im linken Bild in Abb. 6-3 ist der Dübel zu sehen, lediglich von Hand in das Bohrloch gesetzt. Es ist zu erkennen, dass dieser noch einige Millimeter oberhalb der Oberkante des Betons sitzt. Im rechten Bild ist derselbe Dübel nach dem Einbau zu sehen.

Details zur Montage der einzelnen Dübel sind dem in Anlage X enthaltenen Setzprotokoll zu entnehmen.



Abb. 6-3 Hinterschnittanker Hilti HSC-A – linkes Bild: vor dem Einbau; rechtes Bild: nach dem Einbau

Insgesamt wurden 15 Dübel über die Bodenplatte verteilt getestet.

Der verwendete Versuchsaufbau ist in Abb. 6-4 dargestellt. Sowohl die auftretende Verschiebung als auch die in den Dübel eingeleitete Zugkraft wurden messtechnisch erfasst.



Abb. 6-4 Versuchsaufbau

Bei den Versuchen wurde eine Abstützbreite von 200 mm gewählt, wodurch  $4 h_{ef} = 160 \text{ mm}$  eingehalten ist.

#### 6.3.4 Ergebnisse

Alle Befestigungen versagten durch Betonausbruch. In Abb. 6-5 ist exemplarisch ein typisches Versagensbild dargestellt.



Abb. 6-5 Versagensbild

Die Dübel erreichten eine maximale Traglast zwischen 29 kN und 38 kN. Der zugehörige Mittelwert liegt bei 33,6 kN.

In Abb. 6-6 sind die Einzelwerte der Versuche sowie die auf Grundlage der geprüften Betonfestigkeit berechnete Versagenslast grafisch dargestellt.

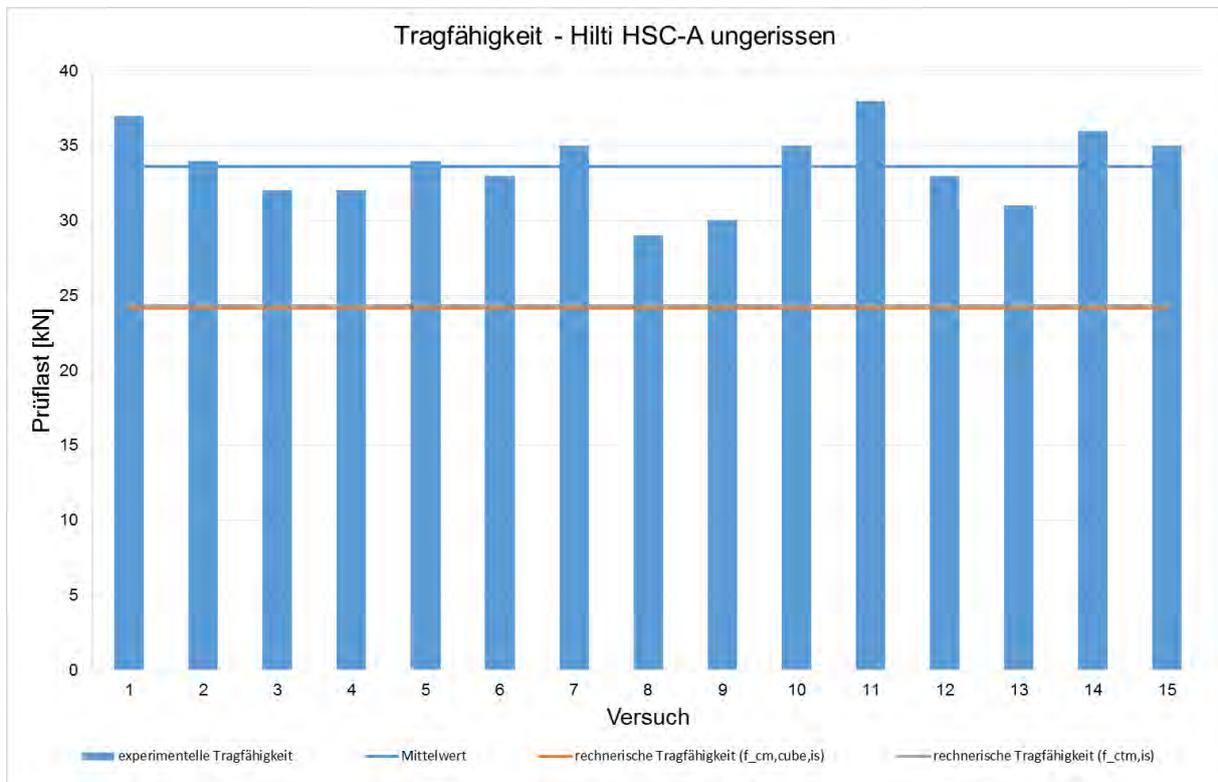


Abb. 6-6 Tragfähigkeit Hilti HSC-A

Die blaue Linie stellt den Mittelwert der experimentell ermittelten Versagenslast dar. Im Vergleich hierzu beschreibt die orangene Linie mit einem Wert von 24,2 kN die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Bohrkerndruckfestigkeit berechnete Versagenslast.

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = k_1 \cdot \sqrt{f_{cm,cube,is}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = \frac{10,1}{0,75} \cdot \sqrt{50,4} \cdot 40^{1,5} = 24,2 \text{ kN}$$

Die graue Linie mit einem Wert von 24,3 kN beschreibt die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Spaltzugfestigkeit berechneten Versagenslast. Dabei wurde die Formel zur Berechnung der Betonausbruchlast mit Hilfe der in Abschn. 3.2 beschriebenen Zusammenhänge umgestellt.

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = k_1 \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot f_{sp,m,is})^{\frac{3}{2}}}{0,3^{\frac{3}{2}} \cdot 0,82}} \cdot h_{ef}^{1,5} \tag{6-1}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = \frac{10,1}{0,75} \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot 4,02)^{\frac{3}{2}}}{0,3^{\frac{3}{2}} \cdot 0,82}} \cdot 40^{1,5} = 24,3 \text{ kN}$$

Die theoretischen Betonausbruchlasten wurden sowohl auf Grundlage der am Bauwerk ermittelten Betondruckfestigkeit als auch auf Grundlage der am Bauwerk ermittelten Zugfestigkeit berechnet. Die sich ergebenden Betonausbruchlasten zeigen trotz des von Gl. (3-10) nach DIN EN 1992-1-1 abweichenden Verhältnisses zwischen Betondruck- und

Zugfestigkeit das annähernd gleiche Ergebnis. Nach den in Abschnitt 4.2.7 zusammengefassten Versuchsergebnissen liegt die mittlere, am Bauwerk bestimmte zentrische Betonzugfestigkeit  $f_{ctm, is}$  bei  $3,62 \text{ N/mm}^2$ . Auf Grundlage der in DIN EN 1992-1-1 enthaltenen Korrelation ergibt sich nach Gl. (3-10), aufbauend auf der am Bauwerk bestimmten Druckfestigkeit, lediglich eine mittlere zentrische Zugfestigkeit von  $2,43 \text{ N/mm}^2$ . Dies entspricht einer Überschätzung von 49 %.

Eine mögliche Ursache für die dennoch sowohl aus der mittleren Betondruckfestigkeit als auch aus der mittleren Spaltzugfestigkeit nahezu betragsgleich berechneten Betonausbruchlasten können u. a. unterschiedliche Umrechnungsfaktoren zwischen am Laborprobekörper bzw. am Bohrkern bestimmten Festigkeiten sein. Dieser Umrechnungsfaktor berücksichtigt Einflüsse aus unterschiedlicher Qualität der Verdichtung, Schwindspannungen und damit verbunden Mikrorissbildung sowie Einflüsse der Bohrkernentnahme. Nach DIN EN 13791 ist für das Verhältnis zwischen am Bohrkern und Laborprobekörper bestimmter Betondruckfestigkeit ein Verhältnis von 0,85 anzusetzen. Für die Betonzugfestigkeit ist ein entsprechender Umrechnungsfaktor derzeit nicht bekannt, weshalb auch bei der Auswertung der zuvor vorgestellten Versuche keine Umrechnungsfaktoren berücksichtigt wurden.

Die Abweichung zwischen mittlerer, experimentell bestimmter Betonausbruchlast und berechneter Betonausbruchlast kann u. a. durch die Annahme von 0,75 als Umrechnungsfaktor zwischen  $k_1$ , basierend auf Mittelwertniveau und  $k_1$ , basierend auf charakteristischen Werten begründet werden. Die bei dem untersuchten Beton tatsächlich vorliegende Streuung wird offensichtlich durch den Wert 0,75 nur unzureichend abgedeckt, weshalb dieser Faktor für Bestandtragwerke eventuell angepasst werden sollte.

## **6.4 Untersuchungen am Referenzbeton**

### **6.4.1 Allgemeines**

Da die meisten untersuchten Betone nicht niederfest waren wurden zur Untersuchung der Dübeltragfähigkeit in niederfesten Betonen umfangreiche Versuche am Referenzbeton durchgeführt. Sowohl die Kopfbolzen als auch die Hinterschnittanker wurden im gerissenen und ungerissenen Beton getestet.

Nachfolgend werden Details zum verwendeten Referenzbeton, zum Versuchsprogramm sowie die Versuchsergebnisse erläutert.

### **6.4.2 Mischungsentwurf**

Als Referenzbeton wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C8/10 nach [DIN EN 206 – 14] ohne Anforderungen an die Expositionsklasse mit einer Konsistenzklasse F 3 und einem W/Z-Wert von 1,03 verwendet. Als Zuschlag wurde ein Rundkorn mit Durchmesser des Größtkorns  $d_{max} = 16 \text{ mm}$  verwendet.

Der Mischungsentwurf ist in Tab. 6-3 zusammengefasst.

Tabelle 6-3 Mischungsentwurf Referenzbeton C8/10

Ausgangsstoff	Gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]
Rheinsand	667
Rheinkies 2/8	532
Rheinkies 8/16	705
CEM II B-S 42,5 N	170
Trinkwasser	175
Flugasche	60,0
Betonverflüssiger	0,68

### 6.4.3 Festigkeitsentwicklung

Da für die Versuche zur Untersuchung der Dübeltragfähigkeit in niederfesten Betonen die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betondruckfestigkeit unterhalb der Festigkeitsklasse C20/25 liegen soll wurde zunächst an gesondert dafür hergestellten Probekörpern die Entwicklung sowohl der Druck- als auch der Zugfestigkeit bis zu einem Alter von 28 Tagen untersucht.

Hierzu wurden 18 Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm; 18 Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm sowie eine Platte zur Entnahme von Bohrkernen gesondert hergestellt.

Die Würfel und Zylinder wurden nach dem Ausschalen direkt bis zur Prüfung unter Wasser gelagert, wodurch eine weitre Umrechnung der geprüften Festigkeiten nach Abschn. 3.2.3 nicht erforderlich ist. Im Alter von 2; 5; 7; 14; 21 und 28 Tagen wurden jeweils an drei Probekörpern die Druck- bzw. Spaltzugfestigkeit vom Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern untersucht.

Zusätzlich wurden an der Platte im Alter von 2 und 5 Tagen jeweils 3 Bohrkern mit einer Schlankheit von 1,0 zur Prüfung der Betondruck- bzw. Spaltzugfestigkeit entnommen und unmittelbar nach der Entnahme und Vorbereitung geprüft. Im Alter von 7 Tagen wurden sämtliche Bohrkern aus der Platte entnommen, vorbereitet und bis zur Prüfung im Wasserbecken gelagert. Weitere Prüfungen an Bohrkernen aus der Platte erfolgten im Alter von 7; 14; 21 und 28 Tagen.

Nach Umrechnung der am Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm bzw. am Bohrkern mit einer Schlankheit von 1,0 geprüften Betondruckfestigkeit auf eine Festigkeit bezogen auf den Normzylinder mit Durchmesser 150 mm und Höhe 300 mm nach Gleichung (3-17) ergibt sich die in Abb. 6-7 dargestellte Festigkeitsentwicklung.

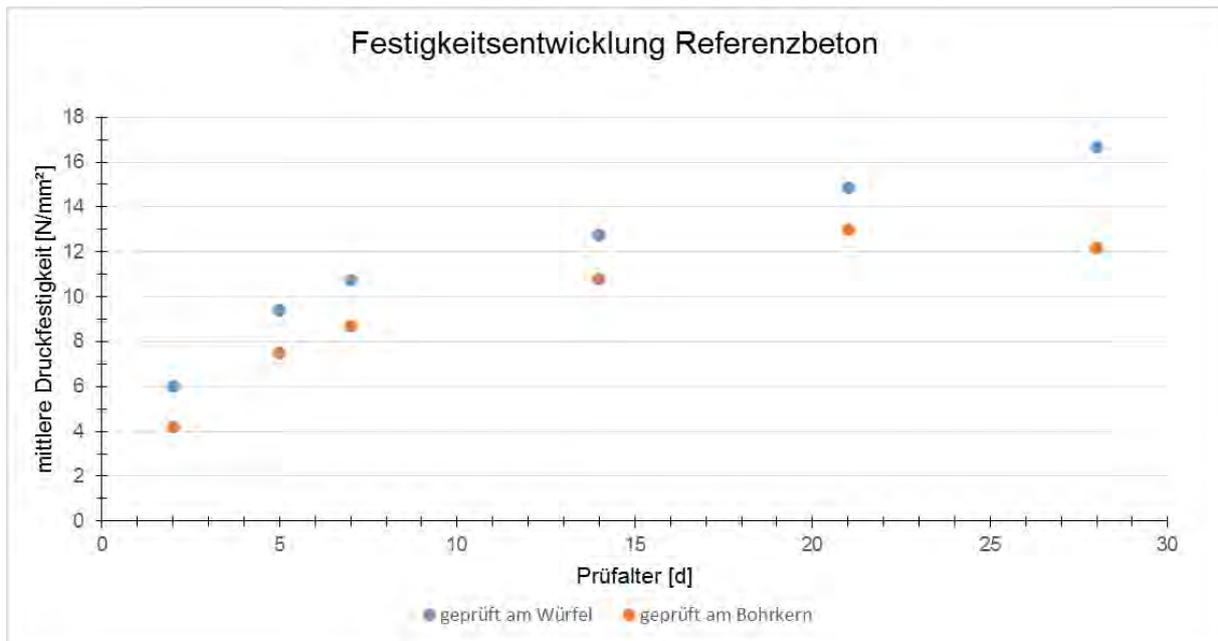


Abb. 6-7 Entwicklung der Druckfestigkeit des Referenzbetons auf Mittelwertniveau

Die tatsächlich am Bauteil vorliegende Betondruckfestigkeit liegt somit im Alter von 28 Tagen auf Mittelwertniveau unterhalb derer eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25.

Weiterhin wurde die Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit durch eine Prüfung der Spaltzugfestigkeit an Normzylindern untersucht. Die Umrechnung zwischen Spaltzugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit erfolgte dabei nach Gleichung (3-14).

In Abb. 6-8 ist die Entwicklung der Zugfestigkeit dargestellt.

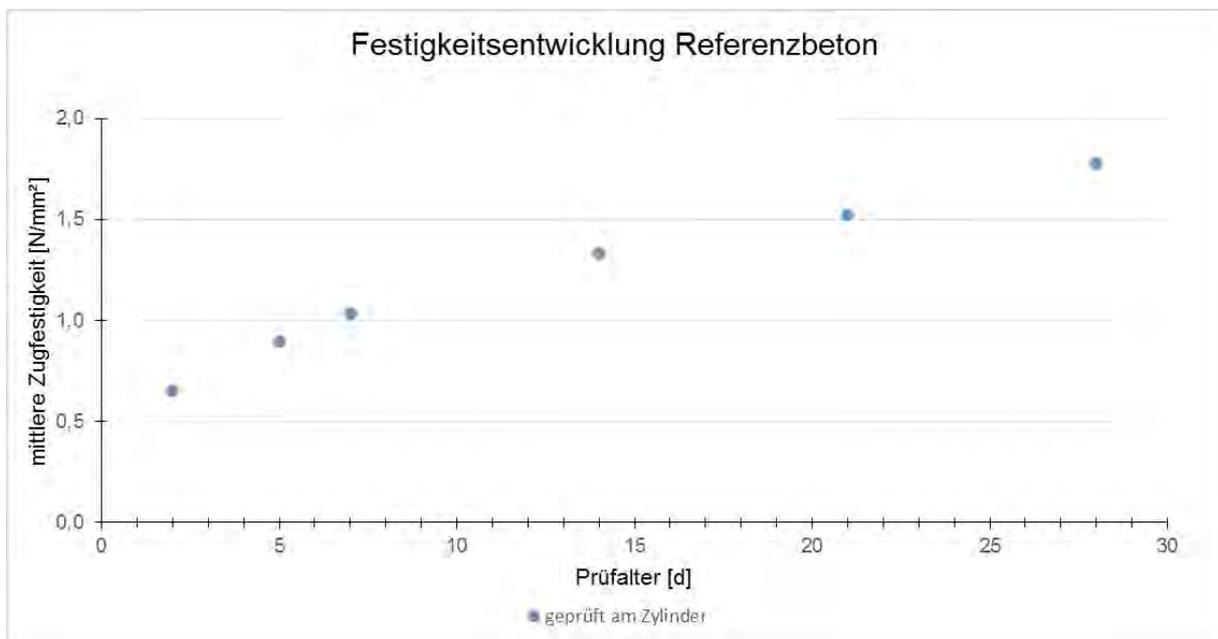


Abb. 6-8 Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit des Referenzbetons auf Mittelwertniveau

Auch die zentrische Zugfestigkeit liegt somit im Alter von 28 Tagen auf Mittelwertniveau unterhalb derer eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25.

Die Festigkeitsentwicklung der Probekörper für die Dübelversuche wurde ebenfalls überwacht um eine tatsächlich am Bauteil vorliegende Betondruckfestigkeit unterhalb derer eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25 sicherzustellen.

#### 6.4.4 Versuchsprogramm

Da besonders der Einfluss der Betonzugfestigkeit und damit verbunden die Versagensart Betonausbruch untersucht werden soll, wurde sich im Rahmen der Beratergruppe auf die Verwendung von Hinterschnittankern und Kopfbolzen (cast-in) wegen einer konzentrierten Lasteinleitung geeinigt. Auf die Untersuchung an Verbundpreisankern wurde verzichtet, da diese ihre Belastung über die komplette Verankerungstiefe verteilen.

Zur Verifizierung des CC-Verfahrens bei Betonfestigkeiten unterhalb derer eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25 wurden zentrische Zugversuche in der Fläche sowohl im gerissenen, als auch im ungerissenen Referenzbeton durchgeführt.

Für die Versuche im Referenzbeton wurden Kopfbolzens der Firma KÖCO (Typ 13) (siehe Abb. 6-9) und Hinterschnittanker Hilti HDA-P (M10x80) (siehe Abb. 6-10) verwendet wodurch ein Versagen durch Betonausbruch sichergestellt werden konnte.

Der verwendete Kopfbolzen KÖCO Typ 13 verfügt nach [ETA-03/0039 – 13] über die in Tab. 6-4 zusammengefassten Kenngrößen.

Tab. 6-4 Kenngrößen Kopfbolzen KÖCO Typ 13

Typ	$d_1$	$d_2$	$h_n$	$K$	Werkstoff	$f_{uk}$	$k_{cr}^*$	$k_{ucr}^*$	min $h_{ef}$
[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[mm]
13	13	25	200	8	S355	470	8,5	11,9	50
* zur Berechnung der Quantilwerte									

Der verwendete Hinterschnittanker Hilti HDA-P (M10x80) verfügt nach [ETA-99/0009 – 13] über die in Tab. 6-5 zusammengefassten Kenngrößen.

Tab. 6-5 Kenngrößen Hinterschnittanker Hilti HDA-P (M10x80)

Typ	$k_{cr}^a$	$k_{ucr}^a$	$h_{min}^b$	$h_{ef}$
[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]
13	8,3	11,6	180	80
a) zur Berechnung der Quantilwerte				
b) Mindestdicke des Betonbauteils				

Weitere Kenndaten der Kopfbolzen und Hinterschnittankern sind der jeweiligen Zulassung nach Anlage VIII und IX zu entnehmen.

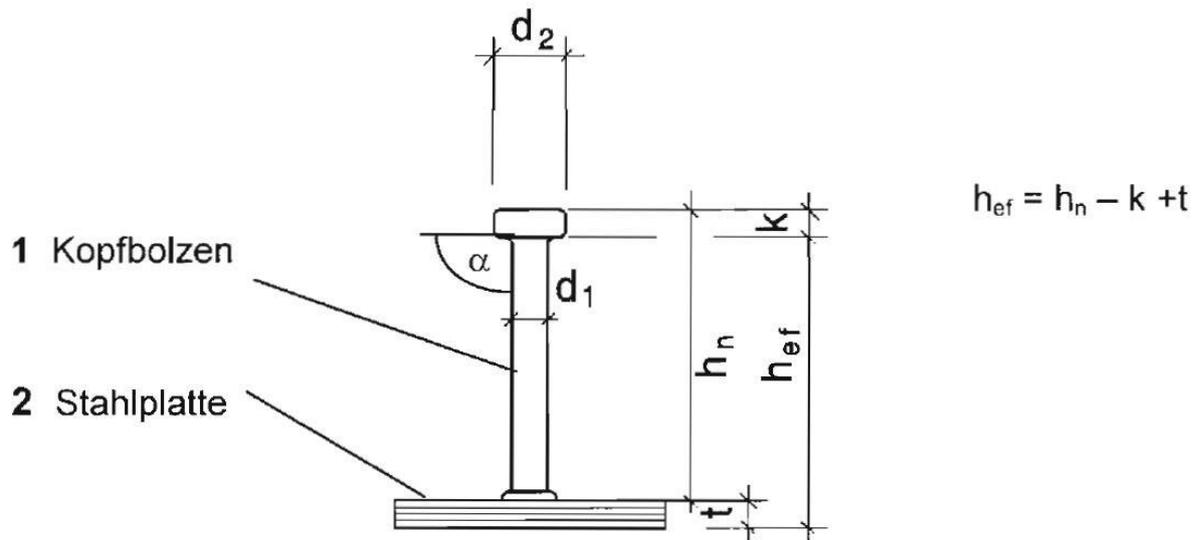


Abb. 6-9 KÖCO-Kopfbolzen [ETA-03/0039 – 13]

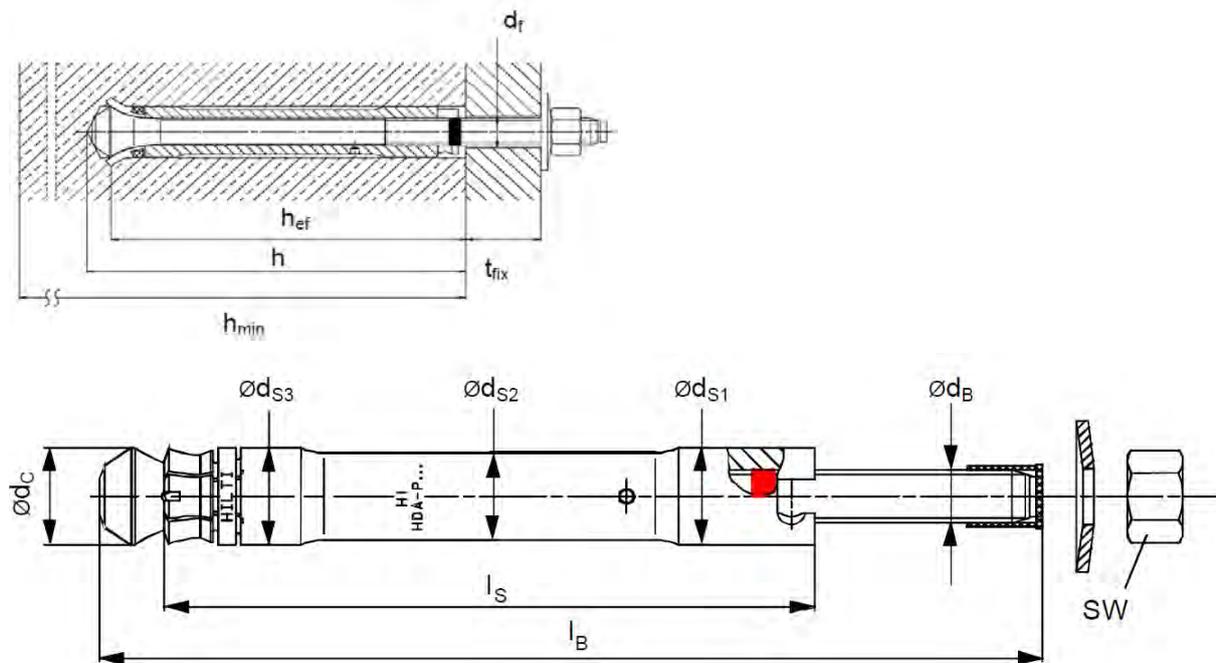


Abb. 6-10 Hinterschnittanker Hilti HDA-P [ETA-99/0009 – 13], [Z-21.1-1987 – 15]

Im Rahmen einer Vordimensionierung konnten für die verwendeten Anker für die maßgebenden Versagensarten unter Annahme der geplanten Festigkeitsklasse C8/10 die in Tab. 6-6 zusammengefassten Versagenslasten auf Mittelwertniveau berechnet bzw. aus der Zulassung abgelesen werden.

Der Faktor  $k_1$  wird dabei durch 0,75 dividiert, wodurch der Unterschied zwischen mittlerer Versagenslast und charakteristischem Wert berücksichtigt wird.

Tab. 6-6 Vorbemessung Dübelversuche Hilti HDA-P (M10x80) und Kopfbolzen KÖCO Typ 13 im Referenzbeton

	Stahlversagen $N_{R,s}$	Betonausbruch $N_{R,c}$
Hilti HDA-P (M10x80)		

ungerissen	$N_{Rk,s} = 46,0 \text{ kN}$	$N_{um,c,calc}^0 = \frac{11,6}{0,75} \cdot \sqrt{18,0} \cdot 80^{1,5} = 46,9 \text{ kN}$
gerissen	$N_{Rk,s} = 46,0 \text{ kN}$	$N_{um,c,calc}^0 = \frac{8,3}{0,75} \cdot \sqrt{18,0} \cdot 80^{1,5} = 33,6 \text{ kN}$
Kopfbolzen KÖCO Typ 13 *		
ungerissen	$N_{Rk,s} = 62,3 \text{ kN}$	$N_{um,c,calc}^0 = \frac{11,9}{0,75} \cdot \sqrt{18,0} \cdot 62^{1,5} = 32,9 \text{ kN}$
gerissen	$N_{Rk,s} = 62,3 \text{ kN}$	$N_{um,c,calc}^0 = \frac{8,5}{0,75} \cdot \sqrt{18,0} \cdot 62^{1,5} = 23,5 \text{ kN}$
* gewählte Verankerungstiefe 62 mm		



a)



c)



b)



d)

Abb. 6-11 Prüfplatten

- a) Hinterschnittanker im ungerissenen Beton
- b) Hinterschnittanker im gerissenen Beton
- c) Kopfbolzen im ungerissenen Beton
- d) Kopfbolzen im gerissenen Beton

Für die Dübelversuche wurden vier Prüfplatten mit L/B/H = 1,60 m/1,60 m/0,26 m hergestellt (vgl. Abb. 6-11). Jeweils zwei Platten davon wurden zur Untersuchung der Kopfbolzen bzw. Hinterschnittanker getestet. An einer Platte wurde dabei der jeweils verwendete Anker im gerissenen bzw. ungerissenen Beton getestet. Die Kopfbolzen wurden bei der Betonage direkt mit der gewünschten Verankerungstiefe von 62 mm einbetoniert; die Hinterschnittanker in den

erhärteten Beton gesetzt. Das Setzen der Hinterschnittanker wurde jeweils nach Montageanleitung in Sitzprotokollen dokumentiert (siehe Anlage XI).

Zur Erzeugung der Risse mit einer Breite von 0,3 mm wurde mit Risskeilen und bei den Probekörpern zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Kopfbolzen in gerissenem Beton zusätzlich mit Rissblechen gearbeitet.

Beim Einbau des Hinterschnittankers HDA-P sind die in Abb. 6-12 dargestellten Hinweise unbedingt zu beachten.

Es ist sicherzustellen, dass die Hülse des Dübels nach dem Setzen leicht unterhalb der Betonoberfläche liegt wodurch der Hinterschnitt gewährleistet werden kann. Im linken Bild in Abb. 6-13 ist der Dübel zu sehen, lediglich von Hand in das Bohrloch gesetzt. Es ist zu erkennen, dass die Hülse noch einige Millimeter oberhalb der Oberkante des Betons sitzt. Im rechten Bild ist der Dübel nach dem Einbau zu sehen.

Details zur Montage der einzelnen Dübel sind dem in Anlage XI enthaltenen Sitzprotokoll zu entnehmen.

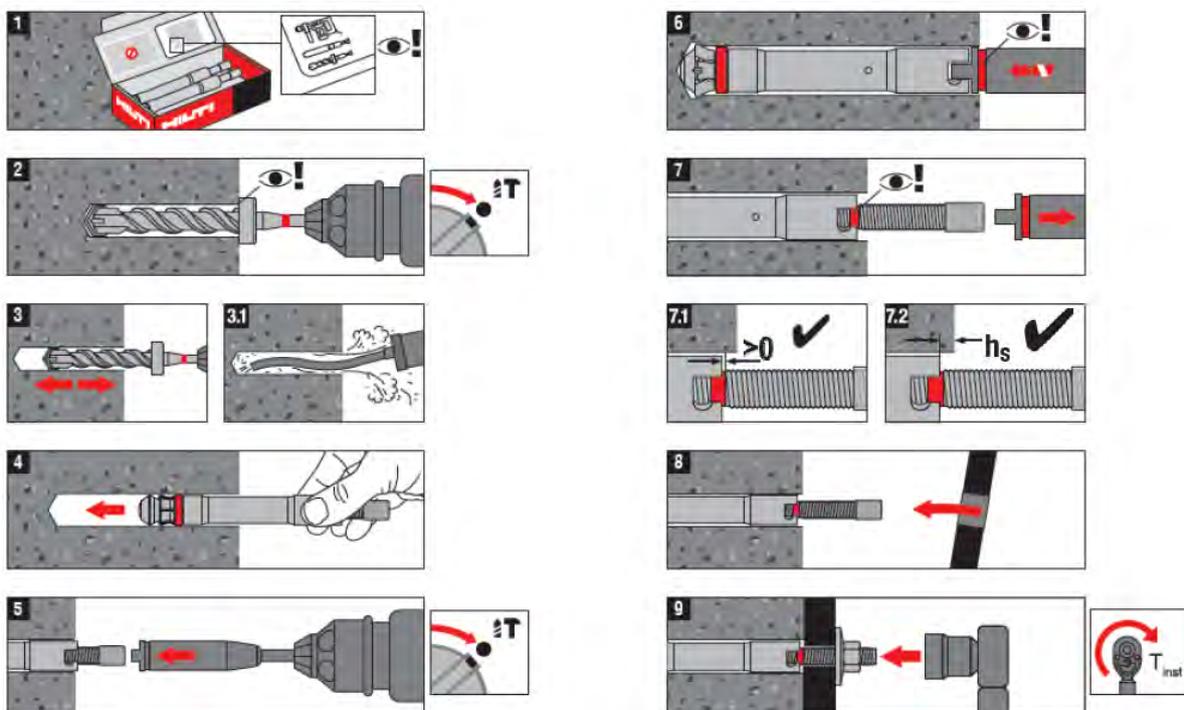


Abb. 6-12 Hinterschnittanker Hilti HDA-P – Montageanleitung [ETA-99/0009 – 13]



Abb. 6-13 Hinterschnittanker Hilti HDA-P – linkes Bild: vor dem Einbau; rechtes Bild: nach dem Einbau

Der Versuchsaufbau wurde entsprechend Abb. 6-4 ausgeführt. Sowohl die auftretende Verschiebung als auch die in den Dübel eingeleitete Zugkraft wurden messtechnisch erfasst. Die Abstützung erfolgte dabei mit einem Durchmesser von 32 cm.

#### 6.4.5 Probekörper

Die Versuchsplatten zur Prüfung der Tragfähigkeit der Kopfbolzen und Hinterschnittanker in ungerissemem Beton (Abb. 6-11 a) und c)) wurden lediglich mit der erforderlichen Mindestbewehrung ausgeführt.

Für die Versuche in gerissemem Beton (vgl. Abb. 6-11 b) und d)), wurden Leerrohre zum Einschlagen der Risskeile bei der Betonage mit eingebaut. Im Unterschied zu den Versuchen an Hinterschnittankern, welche direkt im Riss gesetzt werden konnten, musste bei den Versuchen an Kopfbolzen mit Rissblechen sichergestellt werden, dass der Riss direkt durch die Dübelachse verläuft. Die Rissbleche wurden dabei entsprechend Abb. 6-14 zwischen oberer und unterer Lage der Bewehrung eingelegt.

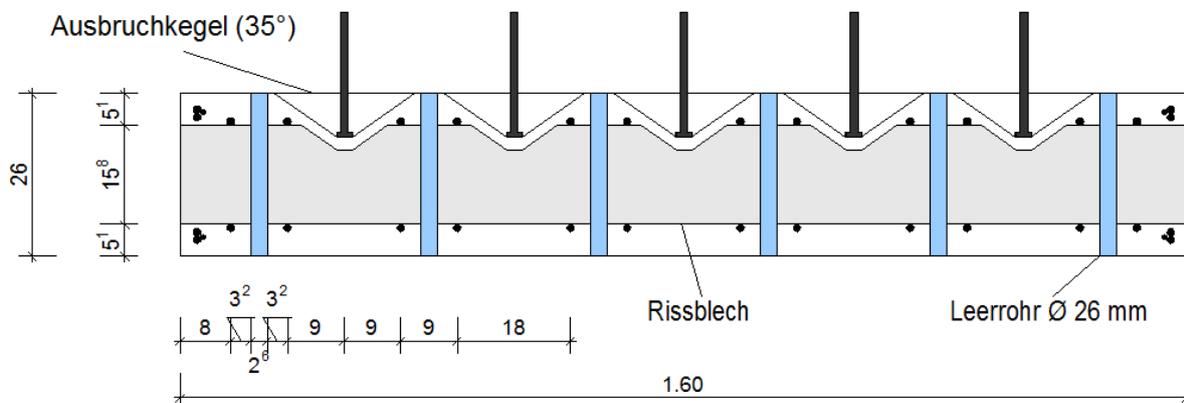


Abb. 6-14 Versuchsplatte Kopfbolzen in gerissemem Beton –Rissbleche

Die Rissbleche wurden dabei so ausgeführt, dass sie nicht innerhalb des Ausbruchkegels liegen. Details und Geometrie sind Abb. 6-15 und Abb. 6-16 zu entnehmen.

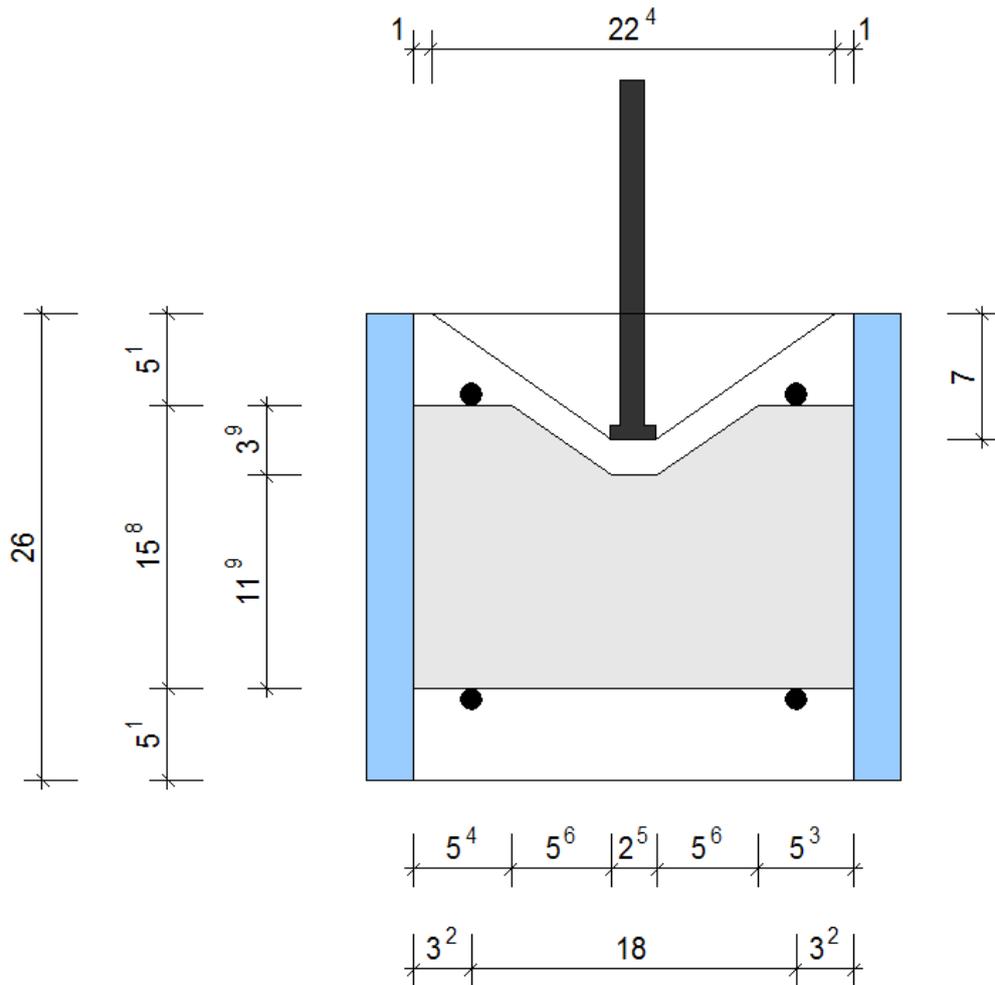


Abb. 6-15 Versuchsplatte Kopfbolzen in gerissenem Beton – Detail Rissblech



Abb. 6-16 Versuchsplatte Kopfbolzen in gerissenem Beton – Ausführung Rissblech

Abb. 6-17 zeigt, dass durch die Rissbleche ein zielsicherer Verlauf der Risse durch die Dübelachse erreicht werden kann.



Abb. 6-17 Versuchsplatte Kopfbolzen in gerissenem Beton – Rissverlauf

## 6.4.6 Ergebnisse

### 6.4.6.1 Kopfbolzen KÖCO Typ 13

#### Im ungerissenen Beton

Insgesamt konnten an der zur Verfügung stehenden Platte 14 Kopfbolzen ohne Beeinflussung durch Ränder oder benachbarte Dübel getestet werden.

Am Prüftag wurden an gesondert dafür hergestellten Probekörpern die in Tab. 6-7 zusammengefassten Betonfestigkeiten ermittelt. Zur Untersuchung der Druckfestigkeit standen dabei acht Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit fünf Zylinder mit  $\text{Ø}/h = 150/300$  mm zur Verfügung. Der Variationskoeffizient der Prüfergebnisse lag bei der Druckfestigkeitsprüfung bei 0,02 und bei der Spaltzugfestigkeitsprüfung bei 0,07.

Tab. 6-7 Betoneigenschaften Kopfbolzen, ungerissen am Prüftag

	Mittelwert	5 %-Quantil
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		
Würfel	19,8	18,9
Zugfestigkeit basierend auf Untersuchungen am Normzylinder [N/mm <sup>2</sup> ]		
Spaltzugfestigkeit	1,69	1,44
zentrische Zugfestigkeit	1,52 (=0,9 x 1,69); Gl. (3-14)	-
Zugfestigkeit rechnerisch nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] [N/mm <sup>2</sup> ]		
zentrische Zugfestigkeit	2,13 Gl. (3-10)	-

Die am Normzylinder bestimmte Betonzugfestigkeit beträgt somit lediglich 71,4 % der nach DIN EN 1992-1-1, basierend auf der Druckfestigkeit berechneten.

Alle Befestigungen versagten durch Betonausbruch. In Abb. 6-18 ist exemplarisch ein typisches Versagensbild dargestellt.



Abb. 6-18 Versagensbild Kopfbolzen, ungerissen

Die Dübel erreichten eine maximale Traglast zwischen 27 kN und 30 kN. Der zugehörige Mittelwert liegt bei 28,5 kN.

In Abb. 6-19 sind die Einzelwerte der Versuche sowie die auf Grundlage der geprüften Betonfestigkeit berechnete Versagenslast grafisch dargestellt.

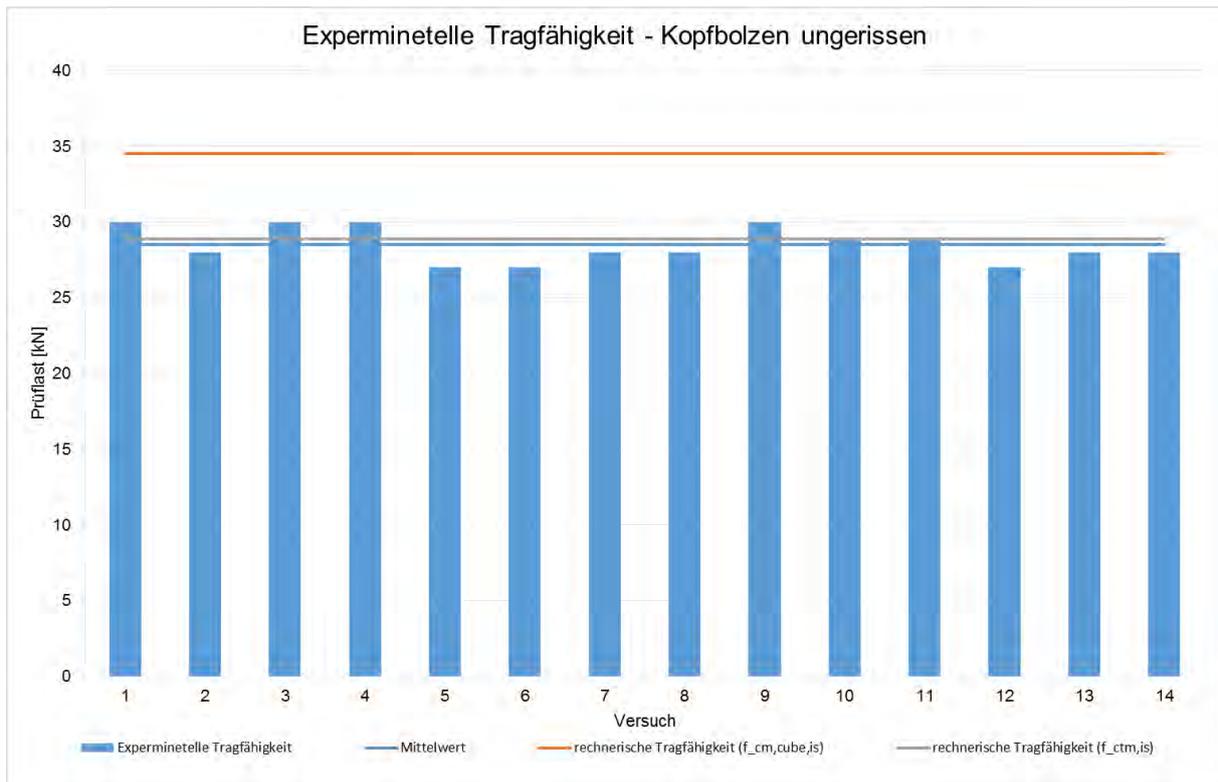


Abb. 6-19 Tragfähigkeit KÖCO Kopfbolzen, ungerissen

Die blaue Linie stellt den Mittelwert der experimentell ermittelten Versagenslast dar. Im Vergleich hierzu beschreibt die orangene Linie mit einem Wert von 34,5 kN die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Bohrkerndruckfestigkeit berechnete Versagenslast.

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = k_1 \cdot \sqrt{f_{cm,cube,is}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = \frac{11,9}{0,75} \cdot \sqrt{19,8} \cdot 62^{1,5} = 34,5 \text{ kN}$$

Die graue Linie mit einem Wert von 28,9 kN beschreibt die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Spaltzugfestigkeit berechneten Versagenslast. Dabei wurde die Formel zur Berechnung der Betonausbruchlast mit Hilfe der in Abschn. 3.2 beschriebenen Zusammenhänge umgestellt.

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = k_1 \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot f_{sp,m,is})^{3/2}}{0,3^{3/2} \cdot 0,82}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = \frac{11,9}{0,75} \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot 1,69)^{3/2}}{0,3^{3/2} \cdot 0,82}} \cdot 62^{1,5} = 28,9 \text{ kN}$$

Somit überschätzt die basierend auf der mittleren, am Bauwerk bestimmten Betondruckfestigkeit die tatsächliche Betonausbruchlast, entsprechend der Fehleinschätzung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betonzugfestigkeit bei Anwendung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1.

Die Berechnung, auf Grundlage der am Normzylinder bestimmten Betonspaltzugfestigkeit, welche die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betonzugfestigkeit beschreibt, liefert hingegen eine Betonausbruchlast, die dem Mittelwert der Versuche weitestgehend entspricht.

### Im gerissenen Beton

Insgesamt konnten an der zur Verfügung stehenden Platte 15 Kopfbolzen ohne Beeinflussung durch Ränder oder benachbarte Dübel getestet werden.

Am Prüftag wurden an gesondert dafür hergestellten Probekörpern die in Tab. 6-8 zusammengefassten Betonfestigkeiten ermittelt. Zur Untersuchung der Druckfestigkeit standen dabei acht Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit acht Zylinder mit  $\varnothing/h = 150/300$  mm zur Verfügung. Der Variationskoeffizient der Prüfergebnisse lag bei der Druckfestigkeitsprüfung bei 0,04 und bei der Spaltzugfestigkeitsprüfung bei 0,09.

Tab. 6-8 Betoneigenschaften Kopfbolzen, gerissen am Prüftag

	Mittelwert	5 %-Quantil
Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]		
Würfel	7,4	6,8
Zugfestigkeit basierend auf Untersuchungen am Normzylinder [N/mm <sup>2</sup> ]		
Spaltzugfestigkeit	1,75	1,45
zentrische Zugfestigkeit	1,58 (=0,9 x 1,75); Gl. (3-14)	-
Zugfestigkeit rechnerisch nach [DIN EN 1992-1-1 - 2011] [N/mm <sup>2</sup> ]		
zentrische Zugfestigkeit	1,08 Gl. (3-10)	-

Die am Normzylinder bestimmte Betonzugfestigkeit beträgt somit 146,3 % der nach DIN EN 1992-1-1, basierend auf der Druckfestigkeit berechneten.

Auch im gerissenen Beton versagten alle Befestigungen, wie in Abb. 6-18 dargestellt, durch Betonausbruch.

Die Dübel erreichten eine maximale Traglast zwischen 21 kN und 35 kN. Der zugehörige Mittelwert liegt bei 27,7 kN.

In Abb. 6-20 sind die Einzelwerte der Versuche sowie die auf Grundlage der geprüften Betonfestigkeit berechnete Versagenslast grafisch dargestellt.

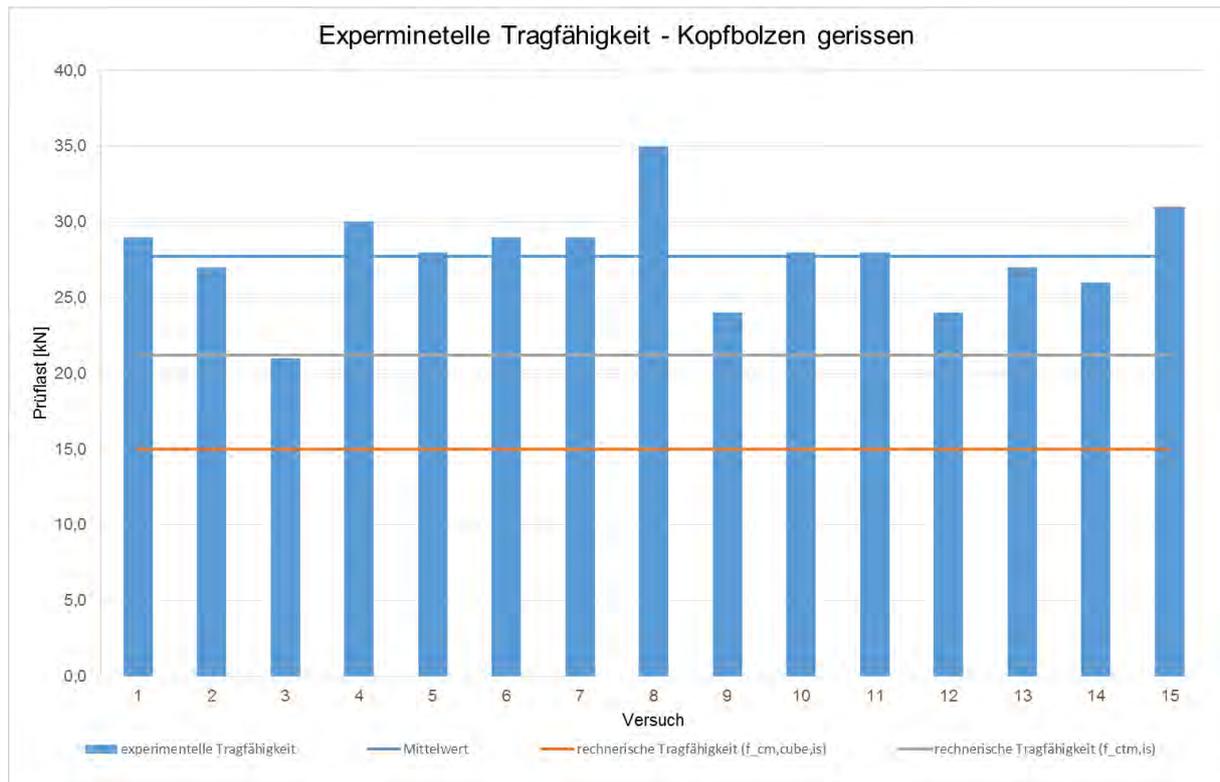


Abb. 6-20 Tragfähigkeit KÖCO Kopfbolzen, gerissen

Die blaue Linie stellt den Mittelwert der experimentell ermittelten Versagenslast dar. Im Vergleich hierzu beschreibt die orangene Linie mit einem Wert von 15,1 kN die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Bohrkerndruckfestigkeit berechnete Versagenslast.

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = k_1 \cdot \sqrt{f_{cm,cube,is}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = \frac{8,5}{0,75} \cdot \sqrt{7,4} \cdot 62^{1,5} = 15,1 \text{ kN}$$

Die graue Linie mit einem Wert von 21,2 kN beschreibt die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Spaltzugfestigkeit berechneten Versagenslast. Dabei wurde die Formel zur Berechnung der Betonausbruchlast mit Hilfe der in Abschn. 3.2 beschriebenen Zusammenhänge umgestellt.

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = k_1 \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot f_{sp,m,is})^{\frac{3}{2}}}{0,3^{\frac{3}{2}} \cdot 0,82}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = \frac{8,5}{0,75} \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot 1,75)^{\frac{3}{2}}}{0,3^{\frac{3}{2}} \cdot 0,82}} \cdot 62^{1,5} = 21,2 \text{ kN}$$

Entsprechend der Fehleinschätzung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betonzugfestigkeit bei Anwendung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 unterschätzt die basierend auf der mittleren, am Bauwerk bestimmten Betondruckfestigkeit die tatsächliche Betonausbruchlast um ein erhebliches Maß.

Die Berechnung, auf Grundlage der am Normzylinder bestimmten Betonspaltzugfestigkeit, welche die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betonzugfestigkeit beschreibt, liefert hingegen eine Betonausbruchlast, die den Mittelwert der Versuche nur gering unterschätzt.

Eine mögliche Ursache für die dennoch vorliegende Abweichung kann eine Fehleinschätzung des  $k_1$ -Faktors auf Mittelwertniveau sein wodurch die tatsächlich vorliegende Streuung nur unzureichend berücksichtigt wird.

#### 6.4.6.2 Hinterschnittanker Hilti HDA-P

##### Im ungerissenen Beton

Insgesamt konnten an der zur Verfügung stehenden Platte 18 Hinterschnittanker ohne Beeinflussung durch Ränder oder benachbarte Dübel getestet werden.

Am Prüftag wurden an gesondert dafür hergestellten Probekörpern die in Tab. 6-7 zusammengefassten Betonfestigkeiten ermittelt.

Alle Befestigungen versagten durch Betonausbruch. In Abb. 6-21 ist exemplarisch ein typisches Versagensbild dargestellt.



Abb. 6-21 Versagensbild Hinterschnittanker HDA-P, ungerissen

Die Dübel erreichten eine maximale Traglast zwischen 44 kN und 50 kN. Der zugehörige Mittelwert liegt bei 46,2 kN.

In Abb. 6-22 sind die Einzelwerte der Versuche sowie die auf Grundlage der geprüften Betonfestigkeit berechnete Versagenslast grafisch dargestellt.

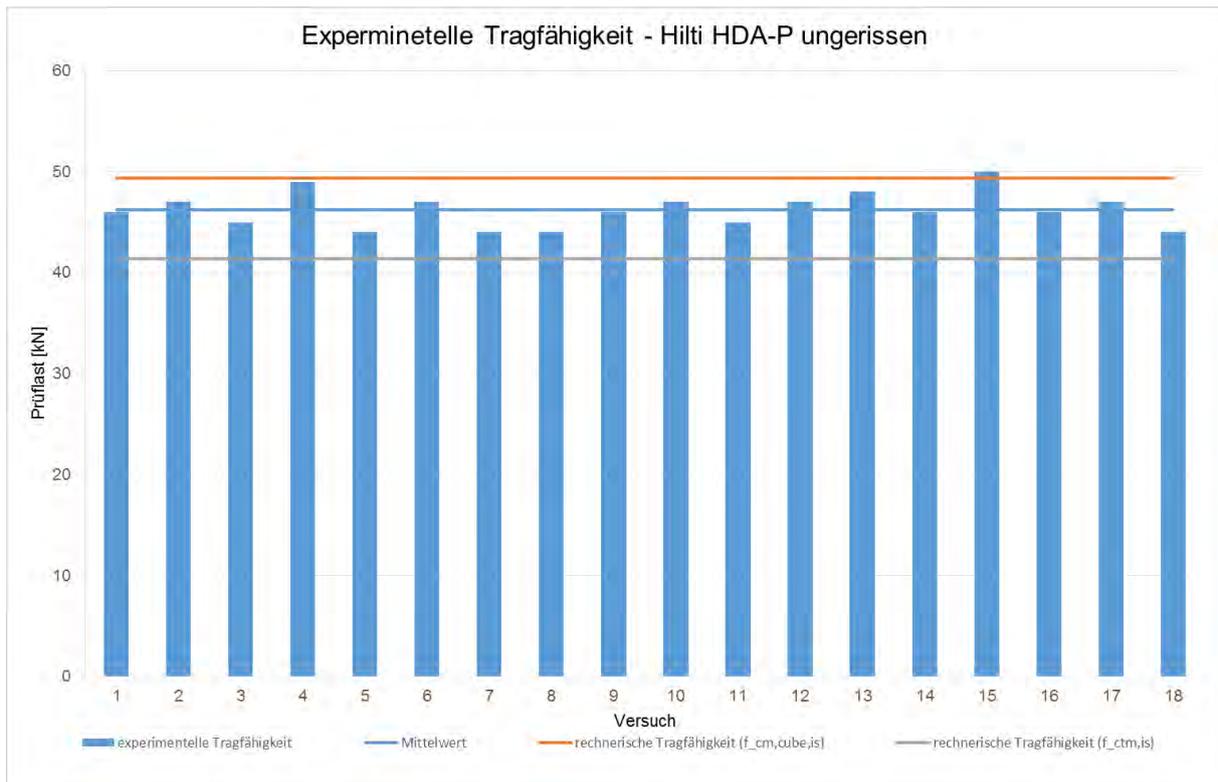


Abb. 6-22 Tragfähigkeit Hinterschnittanker HDA-P, ungerissen

Die blaue Linie stellt den Mittelwert der experimentell ermittelten Versagenslast dar. Im Vergleich hierzu beschreibt die orangene Linie mit einem Wert von 49,3 kN die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Bohrkerndruckfestigkeit berechnete Versagenslast.

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = k_1 \cdot \sqrt{f_{cm,cube,is}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = \frac{11,6}{0,75} \cdot \sqrt{19,8} \cdot 80^{1,5} = 49,3 \text{ kN}$$

Die graue Linie mit einem Wert von 41,3 kN beschreibt die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Spaltzugfestigkeit berechneten Versagenslast. Dabei wurde die Formel zur Berechnung der Betonausbruchlast mit Hilfe der in Abschn. 3.2 beschriebenen Zusammenhänge umgestellt.

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = k_1 \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot f_{sp,m,is})^{3/2}}{0,3^{3/2} \cdot 0,82}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = \frac{11,6}{0,75} \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot 1,69)^{3/2}}{0,3^{3/2} \cdot 0,82}} \cdot 80^{1,5} = 41,3 \text{ kN}$$

Somit überschätzt die basierend auf der mittleren, am Bauwerk bestimmten Betondruckfestigkeit die tatsächliche Betonausbruchlast, entsprechend der Fehleinschätzung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betonzugfestigkeit bei Anwendung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1.

Die Berechnung, auf Grundlage der am Normzylinder bestimmten Betonspaltzugfestigkeit, welche die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betonzugfestigkeit beschreibt, liefert hingegen eine Betonausbruchlast, die dem Mittelwert der Versuche nur leicht unterschätzt.

### Im gerissenen Beton

Insgesamt konnten an der zur Verfügung stehenden Platte 15 Hinterschnittanker ohne Beeinflussung durch Ränder oder benachbarte Dübel getestet werden.

Am Prüftag wurden an gesondert dafür hergestellten Probekörpern die in Tab. 6-8 zusammengefassten Betonfestigkeiten ermittelt.

Auch im gerissenen Beton versagten alle Befestigungen, wie in Abb. 6-21 dargestellt, durch Betonausbruch.

Die Dübel erreichten eine maximale Traglast zwischen 35 kN und 50 kN. Der zugehörige Mittelwert liegt bei 44,1 kN.

In Abb. 6-23 sind die Einzelwerte der Versuche sowie die auf Grundlage der geprüften Betonfestigkeit berechnete Versagenslast grafisch dargestellt.

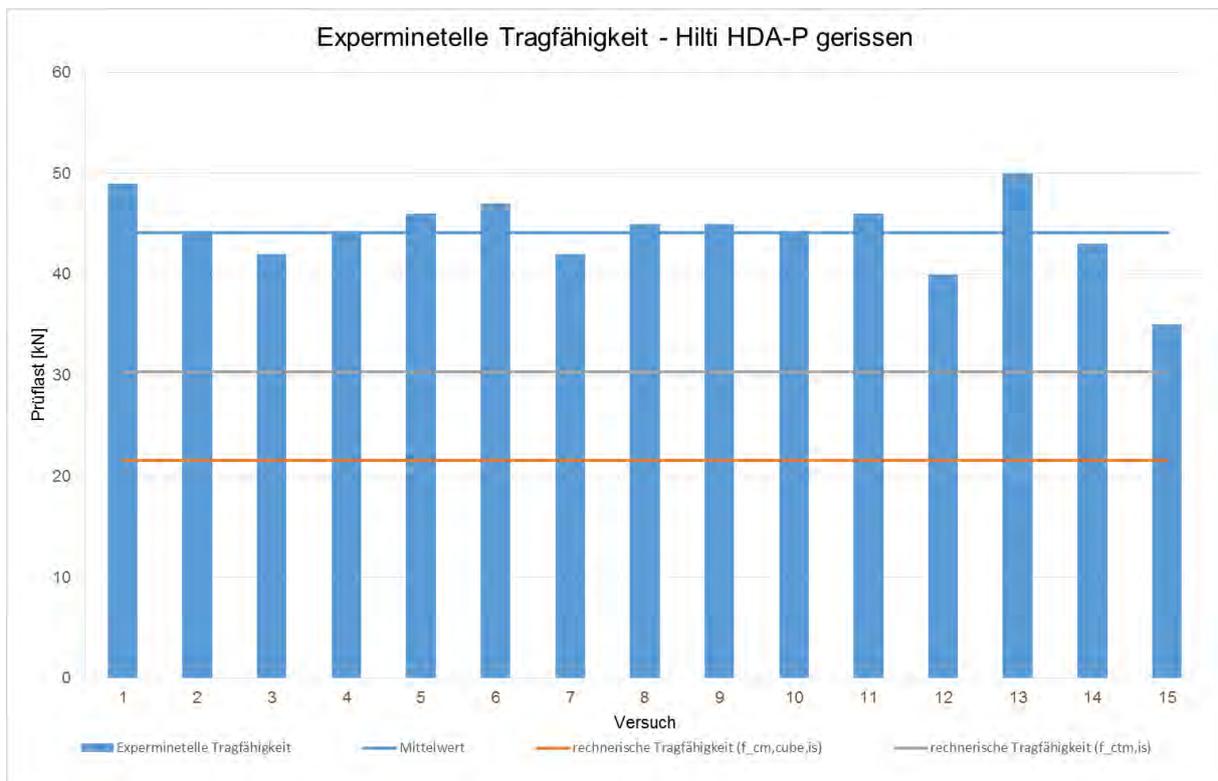


Abb. 6-23 Tragfähigkeit Hinterschnittanker HDA-P, gerissen

Die blaue Linie stellt den Mittelwert der experimentell ermittelten Versagenslast dar. Im Vergleich hierzu beschreibt die orangene Linie mit einem Wert von 21,5 kN die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Bohrkerndruckfestigkeit berechnete Versagenslast.

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = k_1 \cdot \sqrt{f_{cm,cube,is}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{cm,cube,is}) = \frac{8,3}{0,75} \cdot \sqrt{7,4} \cdot 80^{1,5} = 21,5 \text{ kN}$$

Die graue Linie mit einem Wert von 30,3 kN beschreibt die rechnerisch aus der mittleren am Bauwerk ermittelten Spaltzugfestigkeit berechneten Versagenslast. Dabei wurde die Formel zur Berechnung der Betonausbruchlast mit Hilfe der in Abschn. 3.2 beschriebenen Zusammenhänge umgestellt.

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,is}) = k_1 \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot f_{sp,m,is})^{3/2}}{0,3^{3/2} \cdot 0,82}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{um,c,calc}(f_{sp,m,js}) = \frac{8,3}{0,75} \cdot \sqrt{\frac{(0,9 \cdot 1,75)^{3/2}}{0,3^{3/2} \cdot 0,82}} \cdot 80^{1,5} = 30,3 \text{ kN}$$

Wie schon bei den Untersuchungen an Kopfbolzen im gerissenen Beton, führt die Berechnung der Betonausbruchlast basierend auf der mittleren, am Bauwerk bestimmten Betondruckfestigkeit zu einer erheblichen Unterschätzung der tatsächlich am Bauwerk ermittelten Betonausbruchlast, entsprechend der Fehleinschätzung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betonzugfestigkeit bei Anwendung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1.

Die Berechnung, auf Grundlage der am Normzylinder bestimmten Betonspaltzugfestigkeit, welche die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betonzugfestigkeit beschreibt, liefert hingegen eine Betonausbruchlast, die den Mittelwert der Versuche um ein geringeres Maß unterschätzt.

Eine mögliche Ursache für die dennoch vorliegende Abweichung kann eine Fehleinschätzung des  $k_1$ -Faktors auf Mittelwertniveau sein wodurch die tatsächlich vorliegende Streuung nur unzureichend berücksichtigt wird.

## 6.5 Fazit

Die in Kapitel 6 vorgestellten Zugversuche an Kopfbolzen und Hinterschnittankern im gerissenen oder ungerissenen Referenz- oder Bauwerksbeton zeigen, dass die tatsächlich am Bauwerk vorliegende Betonzugfestigkeit einen maßgeblichen Einfluss auf die Betonausbruchlast hat.

Eine Berechnung der Betonausbruchlast auf Grundlage der Betondruckfestigkeit ohne Berücksichtigung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit, welche in den meisten Fällen vom dem in DIN EN 1992-1-1 beschriebenen Verhältnis abweicht, führt in den hier vorgestellten Untersuchungen durchweg zu einer größeren bzw. auf der kritischen Seite liegenden Abweichung als eine Berechnung der Betonausbruchlast, basierend auf der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betonzugfestigkeit.

Für eine genauere Bestimmung der Betonausbruchlast in alten Betonen empfiehlt es sich somit die tatsächliche Betonzugfestigkeit anstelle der Betondruckfestigkeit am Bauteil bzw. Tragwerk zu untersuchen und anschließend in die mit Hilfe normativ festgelegter Umrechnungsfaktoren modifizierte Gleichung (vgl. Gl. (6-1)) zur Berechnung der Betonausbruchlast einzusetzen.

Zusätzlich ist zu beachten, dass bisher ein eventueller Unterschied zwischen am Bohrkern bzw. am Normzylinder geprüfter Betonzugfestigkeit noch unzureichend erforscht ist. Dies ist besonders bei Untersuchungen am Bauwerk/-teil zu berücksichtigen, da dort die Betonzugfestigkeit an Bohrkernen untersucht wird und somit noch gegebenenfalls auf Normprobekörpervniveau angepasst werden muss.

## 7 Fazit und Ausblick

Allgemein zeigen die im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes durchgeführten Untersuchungen zur Korrelation von Betondruck- und Zugfestigkeit an verschiedenen historischen Beton- und Stahlbetonbauwerken, dass die aktuell am Bauwerk vorliegende Festigkeit aufgrund verschiedener last- und zeitabhängiger Einflüsse teilweise erheblich von der geplanten Festigkeit abweicht.

Besonders bei der Untersuchung von in Stampfbetonbauweise hergestellten Bauwerken konnten teilweise erhebliche Streuungen der Betonfestigkeit festgestellt werden, welche die dem Neubaufall, basierend auf 28-Tage-Festigkeiten, zugrunde liegenden Streuungen maßgeblich überschätzen. Eine mögliche Ursache hierfür, sind u. a. die herstellungsbedingten Inhomogenitäten. Dies führt, bedingt durch die statistische Auswertung, zu teilweise sehr kleinen charakteristischen Werten, wie sie zur Anwendung der derzeit im Beton- und Stahlbetonbau gültigen Bemessungsregeln nach DIN EN 1990 und DIN EN 1992 anzuwenden sind. Somit kann auch aufgrund verschiedener last- und zeitabhängiger Einflüsse die Gültigkeit der in DIN EN 1992-1-1 für den Neubaufall, basierend auf 28-Tage-Festigkeiten bestimmt am Normprobekörper unter Normlagerung enthaltene Beziehung zwischen Betondruckfestigkeit und Zugfestigkeit nach Gleichung (3-10) für Bestandsbetone nicht ohne Weiteres vorausgesetzt werden.

Dennoch zeigen die im Rahmen dieser Forschungsarbeit durchgeführten Untersuchungen an Bestandstragwerken in Beton- bzw. Stahlbetonbauweise, basierend auf Stichproben mit großem Umfang, dass die in DIN EN 1992-1-1 enthaltene Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit im Mittel auch von den beschriebenen Bestandsbetonen erfüllt wird (vgl. Abb. 4-69). Die tatsächlich am Bauwerk vorliegende mittlere zentrische Betonzugfestigkeit liegt sogar leicht oberhalb der nach DIN EN 1992-1-1 zu erwartenden. Die Streubreite der in Abb. 4-69 dargestellten Versuchsergebnisse zeigt jedoch, dass der Zusammenhang zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit im Einzelfall erheblich von der in DIN EN 1992-1-1 enthaltenen Beziehung abweichen kann.

Um eine mögliche Ursache für die Abweichung zu finden, wurden u. a. die Parameter Betonalter, Karbonatisierungstiefe, Betonierrichtung, Dichte und Streuung untersucht. Dabei konnte jedoch lediglich für die tatsächlich vorliegende Streuung ein Einfluss auf das Verhältnis zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit festgestellt werden. Den anderen Parametern konnte kein eindeutiger Einfluss zugeordnet werden. Einer fortschreitenden Karbonatisierung konnte dabei lediglich ein festigkeitssteigernder Einfluss zugeordnet werden.

Mit zunehmendem Variationskoeffizienten der Stichprobe überschätzt die am Bauwerk bestimmte mittlere In-situ Zugfestigkeit die nach DIN EN 1992-1-1 aus der charakteristischen In-situ Betondruckfestigkeit berechnete mittlere Betonzugfestigkeit um ein größeres Maß (vgl. Abb. 4-74).

Da auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen allgemein keine eindeutige Einflussgröße auf das Maß der Abweichung bestimmt werden konnte, empfiehlt es sich im Einzelfall, sofern maßgebend wie z. B. bei der Versagensart Betonausbruch bei Befestigungen, die Betonzugfestigkeit direkt durch Untersuchungen am Bauwerk/-teil zu bestimmen. Dies kann durch die durchgeführten Zugversuche an Ankern in der Fläche ebenfalls bestätigt werden.

Da im Bestand offensichtlich, wie die vorliegenden Untersuchungen zeigen, nur wenige Betone mit auf Mittelwertniveau niedriger Festigkeit vorliegen, wurden umfangreiche

Dübelversuche an gesondert hergestellten Probekörpern aus niederfestem Referenzbeton hergestellt. Dadurch waren umfangreiche Untersuchungen sowohl an Hinterschnittankern als auch an Kopfbolzen, die beide ihre Last konzentriert in den Befestigungsgrund übertragen, sowohl in gerissenem als auch in ungerissenem, niederfesten Beton möglich. Zusätzlich wurden auch noch Versuche am Bestandstragwerk durchgeführt, an dem zuvor die aktuell vorliegenden Betonfestigkeiten untersucht wurden.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei großer Abweichung der tatsächlich am Bauwerk vorliegenden Betonzugfestigkeit zu der nach DIN EN 1992-1-1, basierend auf der Betondruckfestigkeit, zu erwartenden, die Berechnung der Betonausbruchlast nach Gleichung (5-2) nach dem CC-Verfahren zu einer teilweise großen, bzw. auf der kritischen Seite liegenden Fehleinschätzung führt. Formuliert man hingegen die Gleichung zur Berechnung der Betonausbruchlast, aufbauend auf normativ festgelegten Umrechnungsfaktoren, in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit (vgl. Gl. (6-1)), so kann die tatsächlich zu erwartende Betonausbruchlast, basierend auf der am Bauwerk bestimmten Betonzugfestigkeit mit geringer Abweichung bestimmt werden.

Zur weiteren Bewertung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1 empfiehlt es sich weiterhin den Zusammenhang zwischen am Normzylinder und am Bohrkern (In-situ) mit gleichen Abmessungen bestimmter Spaltzugfestigkeit zu untersuchen, da sich DIN EN 1992-1-1 auf Festigkeiten, bestimmt am Normprobekörper bezieht. Für die Druckfestigkeit hingegen ist in DIN EN 13791 ein Zusammenhang zwischen am Normzylinder und am Bohrkern (In-situ) mit gleichen Abmessungen bestimmter Druckfestigkeit von 0,85 angegeben. Ursachen für mögliche Abweichungen sind u. a. eventuelle Schwindspannungen, einhergehend mit Mikrorissbildung, Einflüsse der unterschiedlichen Verdichtung im Bauwerk bzw. beim Normprobekörper sowie Einflüsse der Bohrkernentnahme.

## 8 Literaturverzeichnis

### Regelwerke und Normen

- [CEB/FIP - 1993] Model Code 1990. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1993
- [DIN 1045 - 1959] DIN 1045:1959-11:Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton - Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton
- [DIN 1045-2 - 2008] DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [DIN 1045 - 1988] DIN 1045:1988-07: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung
- [DIN 1045-3 - 2012] DIN 1045-3:2012-03: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670
- [DIN 1048-5 - 1991] DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper
- [DIN EN 12390-2 - 2009] DIN EN 12390-2:2009-08: Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2009
- [DIN EN 12390-3 - 2009] DIN EN 12390-3:2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009
- [DIN EN 12390-5 - 2009] DIN EN 12390-5:2009-07: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009
- [DIN EN 12390-6 - 2009] DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton - Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009
- [DIN EN 12504-1 - 2009] DIN EN 12504-1:2009-07: Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Bohrkernproben – Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 12504-1:2009
- [DIN EN 12504-2 - 2012] DIN EN 12504-2:2012-12: Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 2: Zerstörungsfreie Prüfung – Bestimmung der Rückprallzahl; Deutsche Fassung EN 12504-2:2012
- [DIN EN 13791 - 2008] DIN EN 13791:2008-05: Bewertung der Druckfestigkeit von Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Deutsche Fassung EN 13791:2007
- [DIN EN 1990 - 2010] DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
- [DIN EN 1992-1-1 - 2011] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine

- Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010
- [DIN EN 1992-1-1/NA - 2013] Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [DIN EN 206-1 – 01] DIN EN 206-1:2001-07: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000
- [DIN EN 206 – 14] DIN EN 206:2014-07: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013
- [DIN ISO 16269-6 - 2009] DIN ISO 16269-6:2009-10: Statistische Auswertung von Daten - Teil 6: Ermittlung von statistischen Anteilsbereichen (ISO 16269-6:2005)
- [DIN ISO 5479 - 04] DIN ISO 5479: Statistische Auswertung von Daten – Tests auf Abweichung von der Normalverteilung (ISO 5479:1997)
- [E DIN EN 13791/A20 - 2014] Entwurf DIN EN 13791/A20:2014-01: Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken oder in Bauwerksteilen; Änderung A20
- [ETA-02/0027 – 12] Europäische Technische Zulassung: Hilti HSC und HSC-R
- [ETA-03/0039 – 13] Europäische Technische Zulassung: KÖCO-Kopfbolzen
- [ETA-99/0009 – 13] Europäische Technische Zulassung: Hilti HDA
- [ETAG 001 – 10] ETAG 001, Guideline for European Technical Approval of Metal anchors for use in concrete, Annex C: Design Methods for anchorages, amended 2010
- [ISO 12491 - 97] ISO 12491: Statistische Verfahren für die Güteüberwachung von Bauprodukten und Bauteilen, 1997
- [Model Code – 10] fib Model Code for Concrete Structures 2010.
- [Z-21.1-1987 – 15] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-21.1-1987 vom 02. März 2015, Hilti Deutschland AG. Zulassungsgegenstand: Hilti Hinterschnittdübel HDA KKW für Befestigungen in Kernkraftwerken und kerntechnischen Anlagen. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2015

#### **Weitere Literatur**

- [BBSR – 2011] Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung: Struktur der Bestandsinvestitionen, BBSR-Berichte KOMPAKT, Bonn 2011
- [BORAPA - 2000] Ingenieurbüro Bode, Ramm und Partner: Lautertalbrücke BW A 116 – Ergänzende Untersuchungen der Unterbauten als Grundlage für einen Bauwerksentwurf, Kaiserslautern, 2000

- [Braml – 2010] Braml, T.: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk. Dissertation, Universität der Bundeswehr München – Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 2010
- [BMVBS – 2011] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 2011
- [Eligehausen - 2000] Eligehausen, R.; Mallée, R.: Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000
- [Feldhaus - 2012] Feldhaus, H.: Sulzbach, Umspannwerk Saarbrücker Straße 1. Dokumentation, 2012
- [Fischer - 2010] Fischer, A.: Bestimmung modifizierter Teilsicherheitsbeiwerte zur semiprobabilistischen Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen im Bestand. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern – Fachbereich Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen, 2010
- [Grübl - 2001] Grübl, H.; Weigler, H.; Sieghart, K.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2001, 2. Auflage
- [Hartung - 2005] Hartung, J.: Statistik, Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik, Oldenburg Verlag, 2005
- [Hausmann - 2007] Hausmann, G.: Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften. Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt, 2007
- [Heilmann - 1969] Heilmann, H.G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeiten des Betons. Beton 2, 1969
- [Hillerborg - 1983] Hillerborg, A.: Analysis of one single crack. In: Fracture mechanics of concrete. Amsterdam, 1983
- [Hilsberg - 1997] Hilsberg, I.; Warmuth, E.: Stochastik: Lehrbuch für die Sekundarstufe II, Gymnasium, Volk und Wissen, 1997
- [Hilti - 2014] Hilti: Technisches Handbuch der Befestigungstechnik für Hoch- und Ingenieurbau, Ausgabe 08/2014
- [Krebs und Kiefer - 2013] Krebs und Kiefer: Nachrechnung Weserbrücke Hannoversch Münden, 2013
- [LBM Kaiserslautern - 2013] Landesbetrieb Mobilität Kaiserslautern: Bauwerksbuch Feldwegunterführung am Vogelwoogsee (A6) – Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2013
- [LBM Kaiserslautern – 2013-2] Landesbetrieb Mobilität Kaiserslautern: Bauwerksbuch Lautertalbrücke (A6) – Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2013

- [Malárics - 2011] Malárics, V.: „Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben“, Karlsruher Reihe – Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung, Heft 69, 2011
- [Meiswinkel - 2012] Meiswinkel, K.: Festigkeitsentwicklung alter Betone. Diplomarbeit, Technische Universität Kaiserslautern – Fachbereich Bauingenieurwesen, 2012
- [MPA TU KL - 1997] Materialprüfamt Technische Universität Kaiserslautern: Bericht 97/231, Kaiserslautern, 1997
- [Plate - 1993] Plate, E.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1993
- [Schäper - 10] Schäper, M.: Zur Anwendung der logarithmischen Normalverteilung in der Materialprüfung – Missverständliche Normaussagen ergeben fehlerhafte Nachweise. In: Bautechnik, 87, Heft 9 (2010), S. 541-549
- [Spaethe - 1987] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen, Springer Verlag, Wien 1987
- [Stauder et al. - 2011] Stauder, F.; Loch, M.; Schnell, J.: Bestimmung der charakteristischen Betonfestigkeiten in Bestandstragwerken – Anwendungsgrenzen von DIN EN 13791. Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 12, 2011
- [VDZ] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: Festigkeit und Festigkeitsentwicklung von Beton, online
- [Weigler - 1997] Weigler, H.; Bielak, E.: Das Tragverhalten von Beton. Einfluss der Festigkeit und der Erhärtingsbedingungen. Beuth Verlag, Berlin, 1987
- [Zilch - 2010] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau nach DIN 1045-1:2008 und EN 1992-1-1, Springer Verlag, München 2010
- [Zimmer et al.– 2012] Zimmer, U.; Wöhl, U.; Breit, W.: Handbuch der Betonprüfung – Anleitungen und Beispiele, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf 2012

## 9 Anlagen

### 9.1 Anlage I: Chemische Analyse der Betonproben – Stützwand Mülldeponie Ohmbach, Pirmasens



Bundesanstalt für Wasserbau  
Referat B2, Chemielabor

Vorab-Info Chemische Analyse, 4 Betonproben, FuE Sicherheit bestehender Wasserbauwerke, Hr. Stauder  
B 202, A39510070001, 07.08.2011

#### Vorab-Info zur Chemischen Analyse der vier Betonproben zu A39510070001:

##### 1.) Ergebnisse der chemischen Analyse

Proben-Nr.	Na <sub>2</sub> O [M.-%]	K <sub>2</sub> O [M.-%]	CaO [M.-%]	MgO [M.-%]	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> [M.-%]	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> [M.-%]	SiO <sub>2</sub> [M.-%]	Unlösliches [M.-%]	SO <sub>3</sub> [M.-%]	CO <sub>2</sub> [M.-%]	H <sub>2</sub> O [M.-%]	Glühverlust GV [M.-%]	Σ [M.-%]	Zementgehalt Z2 [M.-%]	Ge- steins- korn GK1 [M.-%]	w(SO <sub>3</sub> ) Zement [M.-%]
SZ L1	0,051	0,083	8,01	1,006	0,788	1,096	5,07	69,33	0,65	1,05	6,44	7,49	93,57	15,17	71,84	4,30
SZ D3	0,047	0,074	7,51	0,702	0,822	0,866	4,21	73,01	0,57	1,09	5,99	7,08	94,88	13,42	75,28	4,21
SZ M4	0,033	0,070	6,13	0,653	0,755	0,853	3,66	75,85	0,48	0,79	5,46	6,25	94,73	12,12	77,84	3,93
SZ G2	0,051	0,078	7,67	0,973	0,823	1,149	5,16	69,67	0,49	0,97	8,70	9,67	95,73	14,79	72,23	3,27

GV = CO<sub>2</sub> + H<sub>2</sub>O

##### 2.) Ergebnisse der Zusatzuntersuchung

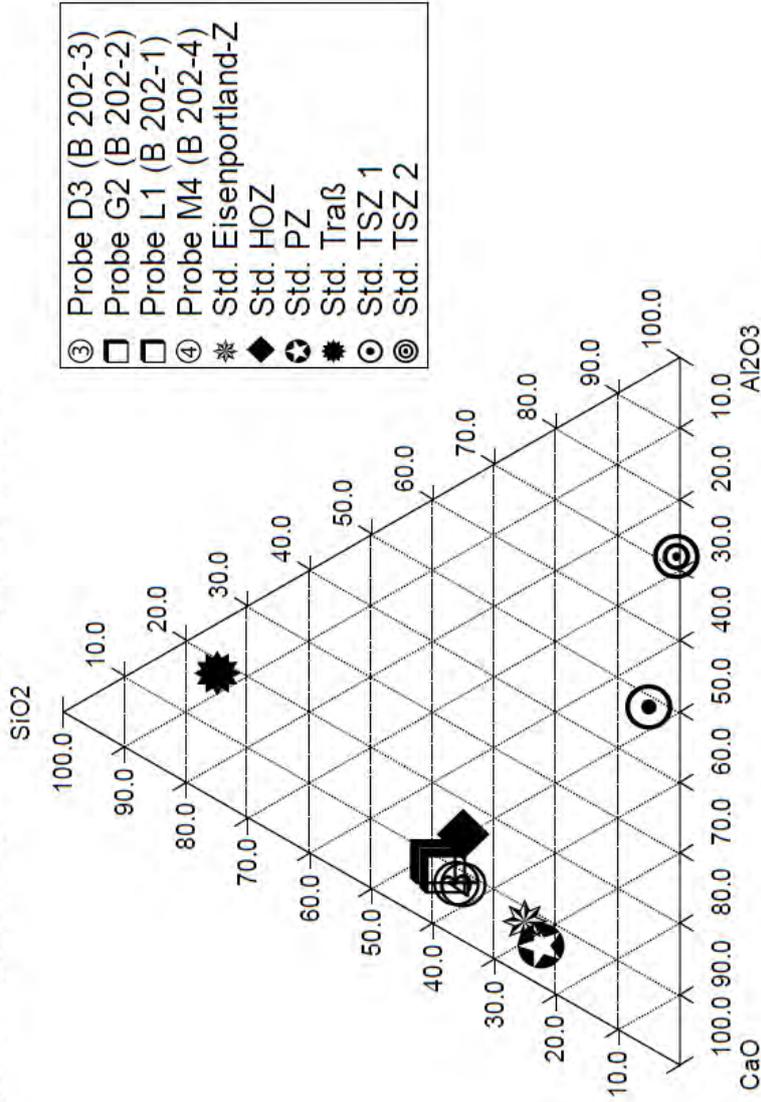
Proben-Nr.	Probenfarbe trocken	Probenfarbe feucht	H <sub>2</sub> S-Nachweis		Mineralphasen	
			olfaktorisch	Drägerröhrchen	FTIR-ATR	
SZ L1	grau	dunkelgrau	deutlich	25-30 ppm	Quarz, Silikatphasen, Calcit kein Gips, kein Portlandit, keine Tonminerale	
SZ G2	grau	dunkelgrau	deutlich	25-30 ppm	Quarz, Silikatphasen, Calcit kein Gips, kein Portlandit, keine Tonminerale	
SZ D3	sandfarben	sandfarben	gering	2-5 ppm	Quarz, Silikatphasen, Calcit, kein Gips, kein Portlandit, keine Tonminerale	
SZ M4	sandfarben	sandfarben	gering	2-5 ppm	Quarz, Silikatphasen, Calcit, kein Gips, keine Portlandit, keine Tonminerale	

B 202  
Seite 1 von 2



Bundesanstalt für Wasserbau  
 Referat B2, Chemielabor  
 Vorab-Info Chemische Analyse, 4 Betonproben, FuE Sicherheit bestehender Wasserbauwerke, Hr. Stauder  
 B 202, A39510070001, 07.08.2011

2.) Darstellung der Einzelergebnisse in ternären System  $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2$ .



## 9.2 Anlage II: Rückprallhammerprüfung Tropfkörper I nach [DIN EN 12504-2 - 2012]

Angaben zum Bauteil:															
Bauwerk/Baustelle:		Tropfkörper Kläranlage Blüemeltal I, Pirmasens													
Bauteil:															
		-3													
Druckfestigkeitsklasse (Soll):				Herstelldatum:			1970		Prüfdatum:		05.11.2013				
Alter des Bauteils:		ca. 43 Jahre													
Prüfgerät:		Schmidt-Hammer (aus Labor)													
Überprüfung am Prüfboss:		Istwert:	82		Sollwert:	80 ± 2									
Rückprallwerte R:															
Messtelle		A	Schlagrichtung		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
					49	49	43	52	48	55	53	52	54		
					43	48	49	49	52	52	53	54	55		
Median/Median incl. Korrektur:						9		52		11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle		B	Schlagrichtung		53	53	52	52	52	52	51	53	52		
					51	52	52	52	52	52	53	53	53		
Median/Median incl. Korrektur:						9		52		11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle		C	Schlagrichtung		50	50	55	52	53	47	53	49	53		
					47	49	50	50	52	53	53	53	55		
Median/Median incl. Korrektur:						9		52		11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle		D	Schlagrichtung		49	43	49	49	53	58	48	40	46		
					40	43	46	48	49	49	49	53	58		
Median/Median incl. Korrektur:						9		49		11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle		K	Schlagrichtung		54	52	52	43	45	44	47	50	45		
					43	44	45	45	47	50	52	52	54		
Median/Median incl. Korrektur:						9		47		11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle			Schlagrichtung												
Median/Median incl. Korrektur:						9				11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle			Schlagrichtung												
Median/Median incl. Korrektur:						9				11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle			Schlagrichtung												
Median/Median incl. Korrektur:						9				11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle			Schlagrichtung												
Median/Median incl. Korrektur:						9				11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Messtelle			Schlagrichtung												
Median/Median incl. Korrektur:						9				11		ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung			
Bemerkungen:															
Die Korrekturwerte aus der Schlagrichtung sind der Bedienungsanleitung des verwendeten Rückprallhammers zu entnehmen, alternativ dem "Handbuch der Betonprüfung"															
Mediane der Messtellen:				52	52	52	49	47							
Mediane sortiert:				47	49	52	52	52							
bei gerader Anzahl: Unter- und Obermedian															
Median des Prüfbereichs (bei gerader Anzahl arithmetisches Mittel aus Unter- und Obermedian):								52							
Druckfestigkeitsklasse:		C40/50													

### 9.3 Anlage III: Rückprallhammerprüfung Tropfkörper II nach [DIN EN 12504-2 - 2012]

Angaben zum Bauteil:													
Bauwerk/Baustelle:		Tropfkörper Kläranlage Blüemetal II, Pirmasens											
Bauteil:		0 -											
Druckfestigkeitsklasse (Soll):		Herstelldatum:		1970		Prüfdatum:		05.11.2013					
Alter des Bauteils:		ca. 43 Jahre											
Prüfgerät:		Schmidt-Hammer (aus Labor)											
Überprüfung am Prüfboss:		Istwert: 82		Sollwert: 80 ± 2									
Rückprallwerte R:													
Messtelle	E	Schlagrichtung	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
			48	47	54	64	52	53	45	35	40		
			35	40	45	47	48	52	53	54	64		
Median/Median incl. Korrektur:						9		48				11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle	F	Schlagrichtung	45	49	50	36	47	42	41	42	53		
			36	41	42	42	45	47	49	50	53		
Median/Median incl. Korrektur:						9		45				11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle	G	Schlagrichtung	40	43	38	42	39	35	48	46	39		
			35	38	39	39	40	42	43	46	48		
Median/Median incl. Korrektur:						9		40				11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle	H	Schlagrichtung	61	50	55	41	43	45	52	56	46		
			41	43	45	46	50	52	55	56	61		
Median/Median incl. Korrektur:						9		50				11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle	I	Schlagrichtung	45	46	46	44	52	55	50	47	41		
			41	44	45	46	46	47	50	52	55		
Median/Median incl. Korrektur:						9		46				11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle		Schlagrichtung											
Median/Median incl. Korrektur:						9						11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle		Schlagrichtung											
Median/Median incl. Korrektur:						9						11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle		Schlagrichtung											
Median/Median incl. Korrektur:						9						11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Messtelle		Schlagrichtung											
Median/Median incl. Korrektur:						9						11	
												ggf. Korrekturwert aus Schlagrichtung	
Bemerkungen:													
Die Korrekturwerte aus der Schlagrichtung sind der Bedienungsanleitung des verwendeten Rückprallhammers zu entnehmen, alternativ dem "Handbuch der Betonprüfung"													
Mediane der Messtellen:				48	45	40	50	46					
Mediane sortiert:				40	45	46	48	50					
bei gerader Anzahl: Unter- und Obermedian													
Median des Prüfbereichs (bei gerader Anzahl arithmetisches Mittel aus Unter- und Obermedian):								46					
Druckfestigkeitsklasse:								C30/37					

## 9.4 Anlage IV: Übersicht Versuchsdaten der der Bauwerksuntersuchungen

### 9.4.1 Eigene Untersuchungen

Bauwerk	ehemaliges Umspannwerk Sulzbach	Stützwand Ohmbach Abschnitt I	Stützwand Ohmbach Abschnitt II	Weserbrücke Hannoversch Münden	Tropfkörper Kläranlage Blümeital I	Tropfkörper Kläranlage Blümeital II	Bodenplatte ACO Gusswerk
x_k_Bohrkern_1/1 entspricht cube	10,74	46,05	36,2	52,27	58,15	50,83	28,1
k_cyl/cube	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
Lagerung	trocken	nass	nass	trocken	trocken	trocken	nass
k_l	0,92	1,00	1,00	0,92	0,92	0,92	1,00
f_ck,is	8,10	37,76	29,68	39,43	43,87	38,35	23,04
f_ct_sp_m,is	2,30	4,18	3,59	4,04	4,61	4,23	4,02
f_ctm,is	2,07	3,76	3,23	3,64	4,15	3,81	3,62
f_ck,is/f_ctm,is	3,91	10,04	9,19	10,85	10,57	10,07	6,37
Alter	88	30	30	53	43	43	
f_ctm,EC2	1,21	3,38	2,88	3,48	3,73	3,41	2,43
f_ck,is/f_ctm,EC2	6,69	11,18	10,32	11,35	11,76	11,24	9,49
Abweichung is/EC2	-0,42	-0,10	-0,11	-0,04	-0,10	-0,10	-0,33
MW Dichte [kg/dm³]	2,20	2,29	2,29	2,33	2,33	2,32	2,26
Variationskoeff. SZF	0,16	0,10	0,17	0,11	0,14	0,12	0,09
Variationskoeff. DF	0,25	0,10	0,11	0,18	0,10	0,12	0,25
Angaben zum Beton/Bauwerk							
Zuschlag	rund	rund	rund		rund	rund	rund
Entnahmerichtung/ Betonierichtung	senkrecht	senkrecht	senkrecht	senkrecht	senkrecht	senkrecht	parallel
Karbonatisierung	nein	nein	nein	nein	nein	nein	nein

# Anlagen

Unterführung Vogelwoog I	Unterführung Vogelwoog II	Lautertalbrücke A6 - aktuell - Pfeiler A	Lautertalbrücke A6 - aktuell Pfeiler B	Lautertalbrücke A6 - aktuell Pfeiler C	Lautertalbrücke A6 - aktuell - Pfeiler D	Lautertalbrücke A6 - aktuell - Pfeiler E	Lautertalbrücke A6 - aktuell - Pfeiler F
30,23	31,28	29,51	8,52	7,71	20,54	20,39	5,89
0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
nass	nass	nass	nass	nass	nass	nass	nass
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
24,79	25,65	24,20	6,99	6,32	16,84	16,72	4,83
3,28	3,74	3,02	1,08	1,81	2,27	2,41	4,12
2,95	3,37	2,72	0,97	1,63	2,04	2,17	3,71
8,40	7,62	8,90	7,19	3,88	8,24	7,71	1,30
57	57	77	77	77	77	77	77
2,55	2,61	2,51	1,10	1,03	1,97	1,96	0,86
9,72	9,83	9,64	6,37	6,16	8,54	8,52	5,63
-0,14	-0,22	-0,08	0,13	-0,37	-0,04	-0,10	-0,77
2,35	2,36	2,29	2,25	2,25	2,29	2,27	2,28
0,18	0,19	0,16	0,32	0,37	0,35	0,18	0,09
0,16	0,17	0,18	0,64	0,50	0,32	0,25	0,60
rund	rund	rund	rund	rund	rund	rund	rund
senkrecht	senkrecht	parallel (Stampfbeton)	parallel (Stampfbeton)	parallel (Stampfbeton)	parallel (Stampfbeton)	parallel (Stampfbeton)	parallel (Stampfbeton)
nein	nein	ja	ja	ja	ja	ja	ja

## 9.4.2 Untersuchungen BAW

Schleuse Eibach	37,41	42,89	24,39	38,77	25,41	40,04	41,25	39,42	25,58	21,35	40,34	39,96
	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82
	trocken											
	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	28,23	32,36	18,40	29,25	19,17	30,21	31,12	29,74	19,30	16,10	30,43	30,14
	4,33	4,36	2,95	2,509	2,59	3,2	4,47	3,5	2,01	2,03	4,1	2,74
	3,90	3,92	2,66	2,26	2,33	2,88	4,02	3,15	1,81	1,83	3,69	2,47
	7,24	8,25	6,93	12,95	8,22	10,49	7,73	9,44	10,67	8,81	8,25	12,22
	28	34	35	37	37	37	38	39	48	48	48	49
	2,78	3,05	2,09	2,85	2,15	2,91	2,97	2,88	2,16	1,91	2,92	2,91
	10,15	10,62	8,80	10,27	8,92	10,38	10,48	10,33	8,94	8,42	10,41	10,37
	-0,29	-0,22	-0,21	0,26	-0,08	0,01	-0,26	-0,09	0,19	0,05	-0,21	0,18
	2,37	2,40	2,33	2,36	2,29	2,40	2,34	2,33	2,30	2,34	2,33	2,36
	0,12	0,15	0,20	0,15	0,19	0,10	0,12	0,09	0,15	0,15	0,15	0,16

Untersuchungen BAW

Wehranlage Untertürkheim	31,36	Wehranlage Untertürkheim	20,79	Havel Größtkorn 32 mm	15,89	Schleuse Obernau	20,84	Schleuse Neckarsteinach	6,16	Doppelschleuse Kachlet Südkammer	7,98	Wehranlage Duisburg VP1+VP2	37,41	Neue Schleuse Brunsbüttel	9,89	Wehr Neckarsulm LIII/RIII	34,61	Schleusengruppe Kiel-Holtenau "Große Schleuse"	18,20
	0,82		0,82		0,82		0,82		0,82		0,82		0,82		0,82		0,82		
	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	trocken	
	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	
	23,66	15,68	25,21	11,99	15,72	4,64	15,72	4,64	6,02	6,02	6,02	14,13	28,22	7,46	26,11	26,11	13,73	13,73	
	2,35	2,26	2,93	1,82	2,94	1,24	2,94	1,24	1,62	1,62	1,62	2,63	3,31	1,05	3,895	3,895	1,53	1,53	
	2,12	2,03	2,64	1,64	2,65	1,12	2,65	1,12	1,46	1,46	1,46	2,37	2,98	0,95	3,51	3,51	1,38	1,38	
	11,19	7,71	9,56	7,32	5,94	4,16	5,94	4,16	4,13	4,13	4,13	5,97	9,47	7,89	7,45	7,45	9,97	9,97	
	60	60	60	71	73	80	73	80	80	80	80	82	82	83	83	83	96	96	
	2,47	1,88	2,58	1,57	1,88	0,84	1,88	0,84	0,99	0,99	0,99	1,75	2,78	1,15	2,64	2,64	1,72	1,72	
	9,57	8,34	9,77	7,63	8,35	5,56	8,35	5,56	6,06	6,06	6,06	8,06	10,15	6,51	9,89	9,89	7,98	7,98	
	0,17	-0,08	-0,02	-0,04	-0,29	-0,25	-0,29	-0,25	-0,32	-0,32	-0,32	-0,26	-0,07	0,21	-0,25	-0,25	0,25	0,25	
	2,33	2,35	2,27	2,25	2,26	2,20-2,37	2,26	2,20-2,37	2,20-2,37	2,20-2,37	2,20-2,37	2,22	2,26	1,99	2,36	2,36	2,13	2,13	
	0,15	0,35	0,16	0,34	0,24	0,53	0,24	0,53	0,53	0,53	0,53	0,35	0,18	0,42	0,25	0,25	0,25	0,25	

## 9.5 Anlage V: Bauwerksuntersuchungen zur Bestimmung der Betonfestigkeiten

### 9.5.1 Umspannwerk Sulzbach

#### 9.5.1.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1-1	99,9	99,7	1,777	2,278	152100	19,5
1-2	102,9	99,7	1,695	2,110	202900	26,0
1-3	101,0	99,6	1,582	2,010	201600	25,9
1-4	101,9	99,6	1,711	2,155	179400	23,0
2-1	102,1	99,8	1,838	2,301	206300	26,4
2-2	100,8	99,9	1,843	2,333	236500	30,2
2-3	100,0	99,7	1,745	2,235	228100	29,2
2-4	100,2	100,0	1,727	2,194	117000	14,9
2-5	101,3	100,3	1,756	2,194	204900	25,9
2-6	100,3	99,6	1,749	2,238	188800	24,2
3-1	100,6	99,7	1,702	2,167	164300	21,0
3-2	102,0	99,7	1,755	2,204	145000	18,6
3-3	-	-	-	-	-	-
3-4	100,4	99,8	1,674	2,131	24800	3,2
3-5	100,0	99,7	1,703	2,181	87800	11,2
4-1	102,2	99,7	1,719	2,154	134000	17,2
4-2	-	-	-	-	-	-
4-3	100,7	99,6	1,706	2,174	143600	18,4
4-4	101,0	99,7	1,741	2,208	160100	20,5
4-5	102,0	99,8	1,753	2,197	195000	24,9
5-1	100,4	99,7	1,721	2,196	193600	24,8
5-2	104,2	99,7	1,814	2,230	214600	27,5
5-3	100,9	99,7	1,698	2,156	230900	29,6
5-4	101,2	99,8	1,699	2,146	221300	28,3
5-5	99,3	99,8	1,676	2,158	220000	28,1
6-1	101,5	99,9	1,807	2,271	217100	27,7
6-2	102,0	99,8	1,788	2,241	186500	23,8
6-4	103,0	99,8	1,766	2,192	173100	22,1

## Anlagen

---

6-4	99,9	100,0	1,711	2,181	231400	29,5
6-5	100,9	99,7	1,759	2,233	215300	27,6
6-6	-	-	-	-	-	-
7-1	100,5	99,9	1,798	2,282	229500	29,3
7-2	-	-	-	-	-	-
7-3	99,1	99,8	1,778	2,294	193900	24,8
7-4	99,8	99,7	1,752	2,249	194700	24,9
7-5	100,9	99,8	1,644	2,083	162700	20,8

## 9.5.1.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1-1	101,1	99,6	1,803	2,289	43600	2,8
1-2	101,1	99,7	1,656	2,098	-	-
1-3	101,1	99,7	1,594	2,020	43100	2,7
1-4	101,3	99,6	1,640	2,078	29900	1,9
2-1	101,8	99,9	1,802	2,258	39500	2,5
2-2	101,7	100,0	1,860	2,329	47800	3,0
2-3	102,4	99,9	1,805	2,249	48400	3,0
2-4	100,4	100,0	1,748	2,217	38800	2,5
2-5	100,2	100,3	1,723	2,176	31300	2,0
2-6	100,8	99,6	1,736	2,210	39900	2,6
3-1	100,1	99,8	1,673	2,137	35800	2,3
3-2	100,2	99,6	1,719	2,202	32000	2,1
3-3	101,5	99,7	1,760	2,221	30700	2,0
3-4	101,8	99,7	1,677	2,110	30100	1,9
3-5	99,8	99,6	1,656	2,130	38200	2,5
4-1	101,0	99,8	1,763	2,231	37700	2,4
4-2	100,6	99,9	1,719	2,180	40300	2,6
4-4	99,9	99,8	1,697	2,172	38700	2,5
4-5	101,6	99,8	1,721	2,165	34900	2,2
5-1	101,2	99,7	1,713	2,168	29700	1,9
5-2	103,1	99,7	1,803	2,240	39800	2,5
5-3	102,8	99,7	1,733	2,159	35700	2,2
5-4	103,0	99,8	1,715	2,129	-	-
5-5	100,3	99,8	1,686	2,149	-	-
6-1	101,2	99,7	1,768	2,238	-	-
6-2	101,4	99,8	1,788	2,254	38400	2,4
6-4	100,0	99,8	1,727	2,208	39700	2,6
6-5	101,1	99,7	1,797	2,277	32100	2,1
6-6	100,4	99,7	1,768	2,256	23900	1,5
7-1	99,3	99,8	1,774	2,284	-	-
7-2	100,2	99,9	1,761	2,242	31200	2,0
7-3	100,1	99,8	1,794	2,291	-	-

## Anlagen

---

7-4	101,3	99,4	1,776	2,259	32600	2,1
7-5	101,4	99,9	1,701	2,140	-	-

## 9.5.2 Tropfkörper PS I

### 9.5.2.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A 1-1	114,0	112,9	2,635	2,309	675900	67,5
A 2-1	113,6	113,0	2,632	2,310	670900	66,9
A 3-1	114,0	113,0	2,648	2,316	627900	62,6
A 4-2	114,2	113,0	2,669	2,330	628600	62,7
A 5-2	109,2	113,0	2,554	2,332	584400	58,3
A 6-2	113,7	113,1	2,654	2,323	656100	65,3
B 1-1	114,3	113,1	2,654	2,311	587000	58,4
B 2-1	110,0	113,1	2,606	2,358	663700	66,1
B 3-1	114,9	113,1	2,677	2,319	681000	67,8
B 4-2	113,4	113,1	2,640	2,317	659500	65,6
B 5-2	113,0	113,2	2,651	2,331	697900	69,3
B 6-2	113,5	113,1	2,653	2,327	651400	64,8
C 1-1	110,7	113,0	2,584	2,328	697300	69,5
C 2-1	114,0	113,1	2,650	2,314	644600	64,2
C 3-1	114,5	113,2	2,618	2,272	719700	71,5
C 4-2	112,2	113,0	2,625	2,333	748900	74,7
C 5-2	112,1	113,0	2,637	2,346	758000	75,6
C 6-2	113,5	113,0	2,663	2,340	696500	69,5
D 1-1	114,4	113,0	2,678	2,334	660600	65,9
D 2-1	114,4	113,1	2,670	2,323	735000	73,2
D 3-1	112,6	113,1	2,629	2,324	709600	70,6
D 4-2	108,8	113,3	2,544	2,319	704800	69,9
D 5-2	114,6	113,0	2,709	2,357	863600	86,1
K 1-1	111,0	113,2	2,605	2,332	685700	68,1
K 2-1	111,5	113,2	2,642	2,354	810300	80,5
K 3-1	111,5	113,2	2,668	2,378	771800	76,7
K 4-2	113,1	113,3	2,706	2,373	752300	74,6
K 5-2	112,4	113,4	2,657	2,341	592500	58,7
K 6-2	111,7	113,3	2,675	2,375	880100	87,3
K 7-2	115,7	113,1	2,719	2,339	754900	75,1

## 9.5.2.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A 1-2	115,6	113,0	2,727	2,352	107900	5,3
A 2-2	115,0	113,2	2,701	2,334	75600	3,7
A 3-2	115,1	113,0	2,711	2,349	84000	4,1
A 4-1	116,7	113,1	2,713	2,314	65600	3,2
A 5-1	110,6	113,0	2,574	2,321	94400	4,8
A 6-1	116,8	113,0	2,721	2,323	83200	4,0
B 1-2	115,9	113,1	2,716	2,333	81400	4,0
B 2-2	111,6	113,2	2,615	2,328	101000	5,1
B 3-2	115,6	113,1	2,699	2,324	91400	4,5
B 5-1	115,7	113,2	2,694	2,314	84800	4,1
B 6-1	115,8	113,0	2,693	2,319	93400	4,6
C 1-2	110,4	113,0	2,597	2,346	82900	4,3
C 2-2	115,8	113,1	2,744	2,359	102700	5,0
C 3-2	115,5	113,1	2,699	2,326	99800	4,9
C 4-1	117,2	113,0	2,733	2,325	84500	4,1
C 5-1	116,8	113,0	2,720	2,322	96100	4,7
C 6-1	116,4	113,1	2,705	2,313	68700	3,3
D 1-2	116,5	113,0	2,745	2,349	114500	5,6
D 2-2	116,4	113,0	2,746	2,352	106800	5,2
D 3-2	115,8	113,2	2,736	2,348	113400	5,5
D 4-1	110,5	113,1	2,593	2,336	89000	4,6
D 5-1	118,3	113,2	2,744	2,305	98800	4,7
K 1-2	113,4	113,2	2,686	2,353	105700	5,3
K 2-2	112,7	113,1	2,676	2,363	95500	4,8
K 3-2	114,3	113,2	2,725	2,369	82600	4,1
K 4-1	114,7	113,3	2,697	2,332	108500	5,3
K 5-1	114,3	113,3	2,719	2,359	109700	5,4
K 6-1	114,4	113,3	2,124	1,842	114800	5,7
K 7-1	117,8	113,2	2,759	2,327	95900	4,6

### 9.5.3 Tropfkörper PS II

#### 9.5.3.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
E 1-1	112,1	113,2	2,618	2,320	591400	58,8
E 2-1	115,2	113,2	2,683	2,314	593900	59,0
E 3-1	115,1	113,1	2,680	2,318	635000	63,2
E 4-2	113,5	113,2	2,629	2,302	537700	53,4
E 5-2	114,3	113,3	2,674	2,320	583800	57,9
E 6-2	114,5	113,1	2,656	2,309	624600	62,2
E 7-2	114,0	113,1	2,654	2,317	532600	53,0
F 1-1	110,0	113,1	2,563	2,319	603300	60,1
F 2-1	115,0	113,2	2,670	2,307	491300	48,8
F 3-1	114,0	113,0	2,669	2,335	634300	63,2
F 4-2	114,3	113,2	2,681	2,331	621600	61,8
F 5-2	114,8	113,0	2,684	2,331	642500	64,1
F 6-2	114,8	113,1	2,669	2,314	608700	60,6
G 1-1	110,4	113,2	2,536	2,282	549400	54,6
G 2-1	112,6	113,1	2,606	2,304	540000	53,8
G 3-1	114,7	113,0	2,665	2,317	485500	48,4
G 4-2	111,5	113,1	2,662	2,376	709900	70,7
G 5-2	113,5	113,1	2,642	2,317	633100	63,0
G 6-2	112,6	113,2	2,583	2,279	575100	57,1
H 1-1	112,6	113,2	2,624	2,315	655700	65,2
H 2-1	113,3	113,3	2,639	2,310	659200	65,4
H 3-1	111,0	113,2	2,588	2,317	675700	67,1
H 4-2	112,9	113,4	2,621	2,299	608000	60,2
H 5-2	112,2	113,0	2,650	2,355	708200	70,6
H 6-2	112,3	113,1	2,614	2,317	684300	68,1
H 7-2	113,4	113,4	2,639	2,304	796800	78,9
I 1-1	112,0	113,3	2,600	2,303	680700	67,5
I 2-1	113,2	113,4	2,647	2,315	685700	67,9
I 3-1	113,4	113,3	2,646	2,314	606600	60,2
I 4-2	112,0	113,4	2,626	2,321	732100	72,5
I 5-2	112,8	113,6	2,648	2,316	653400	64,5

## Anlagen

---

I 6-2	112,1	113,3	2,635	2,331	745700	74,0
I 7-2	112,0	113,3	2,643	2,341	757300	75,1

### 9.5.3.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
E 1-2	112,7	113,0	2,614	2,313	80600	4,1
E 2-2	116,3	113,4	2,703	2,301	108000	5,2
E 3-2	117,2	113,2	2,725	2,310	105500	5,1
E 5-1	116,3	113,0	2,709	2,323	64400	3,1
E 6-1	116,7	113,2	2,696	2,295	66700	3,2
E 7-1	116,6	113,1	2,720	2,322	63000	3,1
F 1-2	111,4	113,1	2,591	2,315	85200	4,3
F 2-2	116,8	113,0	2,697	2,302	69100	3,4
F 3-2	117,1	113,2	2,736	2,322	86800	4,2
F 5-1	115,8	113,2	2,714	2,329	92600	4,5
F 6-1	116,3	113,1	2,715	2,324	83300	4,1
G 1-2	116,9	113,3	2,716	2,304	56800	2,8
G 2-2	115,0	113,0	2,673	2,318	77100	3,8
G 3-2	115,6	113,1	2,703	2,327	90100	4,4
G 4-1	115,7	113,3	2,691	2,307	86500	4,2
G 5-1	116,8	113,3	2,709	2,300	75000	3,6
H 1-2	116,7	113,1	2,695	2,299	100000	4,8
H 2-2	114,9	113,3	2,672	2,307	100300	4,9
H 3-2	108,1	113,2	2,496	2,294	107400	5,6
H 4-1	115,6	113,1	2,652	2,283	89700	4,4
H 5-1	116,0	113,1	2,655	2,278	88600	4,3
H 6-1	114,7	113,2	2,666	2,309	86600	4,3
H 7-1	116,1	113,3	2,704	2,310	81500	4,0
I 1-2	114,4	113,3	2,679	2,323	95500	4,7
I 2-2	113,6	113,4	2,686	2,341	107300	5,3
I 3-2	114,5	113,4	2,691	2,327	106000	5,2

## 9.5.4 Vogelwoog I

## 9.5.4.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
D 2-1 D	100,5	98,8	1,828	2,373	304000	39,7
D 3-1 D	101,0	99,0	1,832	2,356	284000	36,9
D 5-2 D	100,9	98,6	1,821	2,364	291800	38,2
E 2-1 D	95,4	98,5	1,718	2,363	307700	40,4
E 5-2 D	98,1	98,5	1,758	2,352	247200	32,4
E 6-2 D	100,5	98,5	1,828	2,387	258700	33,9
F 1-1 D	100,5	99,6	1,782	2,276	300000	38,5
F 2-1 D	100,5	98,2	1,819	2,390	363800	48,0
F 3-1 D	101,5	98,4	1,805	2,338	264800	34,8
F 4-2 D	101,9	98,3	1,824	2,359	256000	33,7
F 5-2 D	102,0	99,4	1,804	2,279	290000	37,4
G 2-1 D	100,0	98,3	1,788	2,356	327800	43,2
G 3-1 D	98,4	98,3	1,766	2,365	255400	33,7
G 4-2 D	102,0	98,4	1,821	2,348	347000	45,6
G 5-2 D	100,3	98,2	1,776	2,338	396800	52,4
G 6-2 D	99,5	98,5	1,773	2,338	300000	39,4
H 1-1 D	100,5	99,6	1,850	2,363	343600	44,1
H 2-1 D	100,5	99,6	1,854	2,368	390700	50,1
H 3-1 D	101,8	99,6	1,881	2,372	387500	49,7
H 4-2 D	100,3	99,6	1,847	2,364	250700	32,2
H 5-2 D	101,7	99,6	1,874	2,365	260300	33,4
H 6-2 D	100,0	99,5	1,863	2,396	303500	39,0

### 9.5.4.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
D 1-2 Z	100,7	99,1	1,825	2,350	55400	3,6
D 2-2 Z	101,7	99,0	1,838	2,348	48300	3,1
D 3-2 Z	104,0	98,9	1,872	2,343	55200	3,4
D 4-1 Z	102,4	98,7	1,838	2,346	56200	3,6
D 5-1 Z	101,3	98,3	1,842	2,396	54900	3,5
E 2-2 Z	102,0	98,5	1,84	2,367	51700	3,3
E 3-2 Z	100,7	98,4	1,815	2,370	23700	1,5
E 4-1 Z	102,4	98,5	1,828	2,343	60700	3,9
E 5-1 Z	102,8	98,5	1,835	2,343	49700	3,1
E 6-1 Z	101,0	98,5	1,836	2,386	38200	2,5
F 1-2 Z	106,1	98,5	1,889	2,336	71200	4,4
F 4-1 Z	101,6	98,4	1,84	2,381	56900	3,6
F 5-1 Z	102,6	98,4	1,821	2,334	60700	3,9
F 6-1 Z	101,5	98,3	1,797	2,333	43300	2,8
G 4-1 Z	102,5	98,6	1,804	2,305	57400	3,6
G 5-1 Z	103,5	98,5	1,806	2,290	57900	3,6
G 6-1 Z	104,0	98,3	1,817	2,302	53500	3,4
H 2-2 Z	102,2	99,5	1,886	2,373	60300	3,8
H 3-2 Z	102,0	99,5	1,883	2,374	50500	3,2
H 4-1 Z	104,0	99,4	1,899	2,353	42700	2,7
H 5-1 Z	101,4	99,7	1,875	2,369	42100	2,7
H 6-1 Z	102,0	99,6	1,869	2,352	55700	3,5

## 9.5.5 Vogelwoog II

## 9.5.5.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A 1-1 D	100,5	98,8	1,833	2,379	348500	45,5
A 2-1 D	99,8	98,5	1,802	2,370	375700	49,3
A 3-1 D	100,4	98,6	1,786	2,330	294100	38,5
A 4-2 D	99,5	98,6	1,794	2,361	295000	38,6
A 5-2 D	99,2	98,4	1,780	2,360	253900	33,4
A 6-2 D	99,2	98,3	1,779	2,363	376200	49,6
A 7-2 D	98,6	98,5	1,709	2,275	186500	24,5
B 1-1 D	100,5	99,0	1,842	2,381	381200	49,5
B 3-1 D	99,0	99,0	1,816	2,383	363200	47,2
B 4-2 D	99,9	98,8	1,814	2,368	369600	48,2
B 5-2 D	100,5	98,9	1,824	2,363	297400	38,7
B 6-2 D	99,0	98,8	1,801	2,373	295900	38,6
C 1-1 D	100,3	98,8	1,812	2,356	326600	42,6
C 2-1 D	99,7	99,3	1,813	2,348	398000	51,4
C 3-1 D	100,0	98,6	1,805	2,364	378200	49,5
C 4-2 D	100,0	98,8	1,810	2,361	371600	48,5
C 5-2 D	100,0	98,8	1,798	2,345	362100	47,2
C 6-2 D	100,5	99,0	1,814	2,345	298900	38,8
I 1-1 D	97,0	99,5	1,759	2,332	390700	50,2
I 2-1 D	100,3	99,6	1,846	2,362	410400	52,7
I 3-1 D	101,0	99,6	1,844	2,343	324900	41,7
I 4-2 D	100,5	99,6	1,847	2,359	398200	51,1
I 5-2 D	101,7	99,3	1,883	2,391	324000	41,8
I 6-2 D	100,4	99,5	1,812	2,321	339000	43,6
K 2-1 D	101,6	98,7	1,836	2,362	250800	32,8
K 3-1 D	100,9	98,7	1,839	2,382	322200	42,1
K 4-2 D	101,6	98,6	1,815	2,340	236400	31,0
K 5-2 D	101,3	98,6	1,854	2,397	396200	51,9
K 6-2 D	100,0	98,6	1,814	2,376	431600	56,5

### 9.5.5.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A 1-2 Z	100,4	98,7	1,821	2,371	63900	4,1
A 2-2 Z	100,7	98,5	1,825	2,378	57900	3,7
A 3-2 Z	101,5	98,5	1,821	2,354	53400	3,4
A 4-1 Z	101,4	98,9	1,829	2,348	55700	3,6
A 5-1 Z	100,6	98,4	1,822	2,382	60900	3,9
A 6-1 Z	102,0	98,5	1,822	2,344	62500	4,0
A 7-1 Z	101,0	98,5	1,819	2,363	35900	2,3
B 1-2 Z	94,1	98,9	1,718	2,377	62100	4,3
B 3-2 Z	101,0	99,0	1,832	2,356	54600	3,5
B 4-1 Z	101,9	99,0	1,855	2,365	72400	4,6
B 5-1 Z	102,0	99,0	1,877	2,391	45200	2,9
B 6-1 Z	101,0	99,0	1,85	2,380	56200	3,6
C 1-2 Z	98,5	98,8	1,773	2,348	74000	4,9
C 2-2 Z	101,8	98,7	1,844	2,367	56700	3,6
C 3-2 Z	100,0	98,8	1,819	2,373	43900	2,9
C 5-1 Z	101,3	98,7	1,831	2,362	60800	3,9
C 6-1 Z	102,5	98,8	1,856	2,362	84200	5,3
I 1-2 Z	97,6	99,4	1,776	2,345	53700	3,5
I 2-2 Z	102,4	99,6	1,874	2,349	63300	4,0
I 3-2 Z	102,3	99,7	1,872	2,344	58600	3,7
I 4-1 Z	101,6	99,6	1,883	2,379	73500	4,6
I 5-1 Z	102,0	99,6	1,875	2,359	67500	4,3
I 6-1 Z	101,9	99,6	1,864	2,348	54900	3,5
K 2-2 Z	101,0	98,5	1,811	2,353	32400	2,1
K 3-2 Z	103,0	98,6	1,873	2,382	50700	3,2
K 4-1 Z	101,3	98,6	1,844	2,384	58200	3,7
K 5-1 Z	101,7	98,6	1,859	2,394	61300	3,9
K 6-1 Z	102,6	98,7	1,846	2,352	68900	4,4

## 9.5.6 Bodenplatte ACO

### 9.5.6.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A-2	101,2	99,7	1,770	2,240	272400	34,9
A-5	100,7	99,6	1,772	2,259	455900	58,5
A-6	101,6	99,7	1,787	2,253	431000	55,2
A-8	98,1	99,6	1,731	2,265	392500	50,4
B-2	100,4	99,7	1,775	2,265	255100	32,7
B-4	100,3	99,6	1,766	2,260	469700	60,3
B-7	99,2	99,8	1,750	2,255	332500	42,5
B-8	101,0	99,6	1,782	2,265	443300	56,9
C-4	100,7	99,6	1,773	2,260	405700	52,1
C-5	101,2	99,6	1,775	2,251	428300	55,0
C-6	99,5	99,6	1,749	2,256	459100	58,9
D-1	101,7	99,7	1,781	2,243	395800	50,7
D-2	100,1	99,6	1,762	2,259	150700	19,3
D-6	99,0	99,6	1,754	2,274	528500	67,8
D-7	100,6	99,7	1,771	2,255	461300	59,1
E-3	100,2	99,7	1,761	2,251	484000	62,0
E-4	101,3	99,7	1,774	2,243	303500	38,9
E-5	101,6	99,6	1,780	2,249	491900	63,1
E-8	100,1	99,6	1,762	2,259	304200	39,0

### 9.5.6.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
A-3	99,6	99,6	1,755	2,262	66200	4,3
A-4	97,7	99,5	1,683	2,215	57300	3,8
A-7	102,4	99,6	1,775	2,225	65800	4,1
B-1	102,6	99,7	1,800	2,247	70200	4,4
B-3	101,9	99,6	1,795	2,261	66600	4,2
B-5	96,4	99,6	1,706	2,271	67900	4,5
B-6	97,5	99,7	1,705	2,240	57300	3,8
C-1	89,5	99,6	1,575	2,259	62200	4,5
C-2	89,5	99,6	1,554	2,229	41600	3,0
C-3	94,1	99,6	1,655	2,257	54600	3,7
C-7	102,1	99,6	1,774	2,230	62800	4,0
D-3	93,6	99,7	1,652	2,261	55900	3,8
D-4	87,6	99,5	1,548	2,273	57000	4,2
D-5	94,9	99,7	1,669	2,253	64700	4,4
D-8	100,8	99,6	1,800	2,292	66000	4,2
D-9	100,7	99,8	1,775	2,253	63200	4,0
E-1	100,1	99,7	1,762	2,255	60000	3,9
E-2	101,0	99,6	1,768	2,247	66400	4,2
E-6	99,0	99,5	1,728	2,245	63400	4,1
E-7	100,3	99,6	1,764	2,257	60400	3,9

## 9.5.7 Weserbrücke

## 9.5.7.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
26-00	100,6	93,8	1,653	2,378	659000	94,4
27-00	100,6	93,6	1,642	2,372	666000	95,8
28-00	100,2	94,4	1,605	2,289	474000	67,0
29-00	100,3	93,9	1,593	2,293	502000	71,8
30-00	100,3	94,4	1,662	2,368	668000	94,5
31-00	99,9	94,4	1,629	2,330	673000	95,2
32-00	100,1	94,4	1,627	2,322	416000	58,8
33-00	100,6	94,6	1,590	2,249	582000	81,9
34-00	99,4	94,5	1,554	2,229	338000	47,8
35-00	99,9	94,5	1,605	2,291	504000	71,1
36-00	100,0	94,5	1,618	2,307	469000	66,2
37-00	100,8	94,5	1,622	2,294	508000	71,6
38-00	100,8	93,9	1,625	2,328	490000	70,1
39-00	99,3	94,4	1,592	2,291	432000	61,1
40-00	98,6	94,6	1,608	2,320	490000	69,0
41-00	100,3	93,8	1,615	2,330	488000	69,9
42-00	93,2	93,8	1,505	2,337	487000	69,8
43-00	93,3	93,8	1,475	2,288	504000	72,2
44-00	90,0	93,8	1,453	2,336	439000	62,9
45-00	93,8	89,7	1,438	2,426	431000	67,5

### 9.5.7.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
6-70	203,0	94,6	3,285	2,302	130000	4,3
8-70	200,5	94,3	3,295	2,353	104000	3,5
11-70	187,7	94,5	3,235	2,457	124000	4,4
12-70	202,0	94,0	3,227	2,302	116000	3,9
14-70	200,6	94,0	3,211	2,307	143000	4,8
17-70	188,9	94,5	3,200	2,415	112000	4,0
18-70	201,4	94,7	3,226	2,274	105000	3,5
21-70	202,5	93,9	-	-	131000	4,4
23-70	201,4	94,5	3,276	2,319	104000	3,5
25-70	176,3	93,8	2,894	2,375	106000	4,1

## 9.5.8 Stützwand Ohmbach I

## 9.5.8.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
DF-A1	115,4	113,5	2,691	2,305	552700	54,6
DF-A2	115,0	113,7	2,689	2,303	554100	54,6
DF-A3	115,1	113,8	2,724	2,327	533700	52,5
DF-A4	115,2	113,8	2,705	2,309	645400	63,5
DF-A5	113,2	113,8	2,645	2,297	561400	55,2
DF-B1	114,2	113,5	2,632	2,278	586300	57,9
DF-B2	114,6	113,5	2,666	2,299	603000	59,6
DF-B3	114,4	113,5	2,65	2,289	484400	47,9
DF-B4	114,1	113,5	2,628	2,276	635600	62,8
DF-B5	114,7	113,4	2,659	2,295	635600	62,9
DF-C1	113,5	113,5	2,632	2,292	641000	63,4
DF-C2	113,9	113,5	2,63	2,282	526300	52,0
DF-C3	114,0	113,3	2,628	2,286	592400	58,8
DF-C4	112,6	113,5	2,604	2,286	409700	40,5
DF-C5	113,6	113,5	2,634	2,292	519000	51,3
DF-D1	114,4	113,3	2,635	2,285	503500	49,9
DF-D2	116,1	113,5	2,709	2,306	648400	64,1
DF-D3	113,8	113,4	2,641	2,298	516800	51,2
DF-D4	112,3	113,4	2,582	2,276	516900	51,2
DF-D5	112,2	113,5	2,583	2,275	523200	51,7
DF-E1	95,9	113,4	2,244	2,317	600500	59,5
DF-E2	114,1	113,5	2,613	2,263	567900	56,1
DF-E3	113,7	113,6	2,659	2,307	616300	60,8
DF-E4	112,6	113,4	2,614	2,299	474800	47,0
DF-E5	112,7	113,6	2,579	2,258	610700	60,3
DF-F1	115,1	113,4	2,672	2,299	599000	59,3
DF-F2	112,0	113,4	2,586	2,286	523900	51,9
DF-F3	114,8	113,3	2,663	2,301	602,4	59,7
DF-F4	115,7	113,4	2,684	2,297	470,6	46,6
DF-F5	112,5	113,6	2,615	2,293	555,3	54,8

---

DF-M1	112,7	113,3	2,630	2,315	593,1	58,8
DF-M2	111,0	113,4	2,595	2,315	545,0	54,0
DF-M3	114,5	113,3	2,645	2,291	557,4	55,3
DF-M4	114,0	113,2	2,628	2,291	545,1	54,2
DF-M5	113,2	113,0	2,614	2,303	658,3	65,6

## 9.5.8.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
SZ-A1	112,7	113,5	2,614	2,29	87,12	4,3
SZ-A2	113,0	113,8	2,615	2,28	93,18	4,6
SZ-A3	113,5	113,8	2,673	2,32	80,12	3,9
SZ-A4	114,0	113,8	2,656	2,29	76,22	3,7
SZ-A5	115,9	113,8	2,698	2,29	94,75	4,6
SZ-B1	113,5	113,5	2,62	2,28	82,5	4,1
SZ-B2	114,4	113,5	2,65	2,29	73,1	3,6
SZ-B3	114,6	113,5	2,664	2,30	94,9	4,6
SZ-B4	113,9	113,5	2,641	2,29	91,7	4,5
SZ-B5	113,5	113,4	2,614	2,28	78,8	3,9
SZ-C1	114,9	113,5	2,64	2,27	73,2	3,6
SZ-C2	114,4	113,5	2,667	2,30	91,7	4,5
SZ-C3	113,0	113,3	2,579	2,26	71,4	3,5
SZ-C4	113,2	113,5	2,594	2,26	71,0	3,5
SZ-C5	114,7	113,6	2,667	2,29	85,9	4,2
SZ-D1	114,0	113,3	2,63	2,29	99,0	4,9
SZ-D2	112,0	113,5	2,57	2,27	73,1	3,7
SZ-D3	113,0	113,4	2,56	2,24	78,3	3,9
SZ-D4	114,9	113,4	2,65	2,28	84,9	4,1
SZ-D5	113,6	113,5	2,604	2,27	82,0	4,1
SZ-E1	113,4	113,3	2,62	2,29	92,8	4,6
SZ-E2	113,0	113,5	2,635	2,30	89,7	4,4
SZ-E3	114,1	113,6	2,672	2,31	74,8	3,7
SZ-E4	114,4	113,3	2,638	2,29	83,4	4,1
SZ-E5	114,4	113,6	2,661	2,29	95,8	4,7
SZ-F1	113,8	113,4	2,662	2,32	87,8	4,3
SZ-F2	112,9	113,4	2,649	2,32	95,7	4,8
SZ-F3	113,0	113,3	2,647	2,32	107,8	5,4
SZ-F4	113,8	113,4	2,635	2,29	79,3	3,9
SZ-F5	113,3	113,6	2,628	2,29	80,3	4,0
SZ-M1	113,3	113,0	2,624	2,31	82,2	4,1
SZ-M2	115,0	113,3	2,667	2,30	84,8	4,1

---

SZ-M3	114,2	113,4	2,651	2,30	83,8	4,1
SZ-M4	110,6	113,3	2,557	2,29	80,5	4,1
SZ-M5	113,7	113,0	2,620	2,30	83,9	4,2

## 9.5.9 Stützwand Ohmbach II

## 9.5.9.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
DF-G1	113,6	113,9	2,649	2,29	421600	41,4
DF-G2	113,0	113,2	2,597	2,28	451400	44,9
DF-G3	114,9	114,0	2,663	2,27	406900	39,9
DF-G4	115,6	113,9	2,694	2,29	454600	44,6
DF-G5	112,0	113,8	2,597	2,28	435400	42,8
DF-H1	112,2	113,4	2,561	2,26	441500	43,7
DF-H2	110,0	113,0	2,538	2,30	343800	34,3
DF-H3	113,6	113,3	2,622	2,29	480300	47,6
DF-H4	113,0	113,2	2,604	2,29	494600	49,1
DF-H5	113,8	113,3	2,594	2,26	455900	45,2
DF-J1	115,0	113,1	2,654	2,30	486800	48,5
DF-J2	114,6	113,3	2,623	2,27	373400	37,0
DF-J3	114,6	113,4	2,656	2,29	451300	44,7
DF-J4	114,7	113,3	2,620	2,27	402500	39,9
DF-J5	115,0	113,3	2,666	2,30	518300	51,4
DF-K1	112,0	113,4	2,576	2,28	386300	38,2
DF-K2	112,0	113,4	2,588	2,29	507700	50,3
DF-K3	114,9	113,4	2,639	2,27	462200	45,8
DF-K4	114,4	113,4	2,650	2,29	497600	49,3
DF-K5	113,1	113,4	2,603	2,28	373700	37,0
DF-L1	113,5	113,2	2,629	2,30	471700	46,9
DF-L2	111,9	113,3	2,605	2,31	500100	49,6
DF-L3	114,8	113,6	2,658	2,28	456700	45,1
DF-L4	111,4	113,3	2,579	2,30	499900	49,6
DF-L5	116,1	113,4	2,685	2,29	393000	38,9

### 9.5.9.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
SZ-G1	112,9	113,9	2,638	2,29	77100	3,8
SZ-G2	113,6	113,2	2,588	2,26	56380	2,8
SZ-G3	112,7	114,0	2,608	2,27	73730	3,7
SZ-G4	113,6	113,9	2,631	2,27	55270	2,7
SZ-G5	111,7	113,8	2,611	2,30	73760	3,7
SZ-H1	112,9	113,4	2,603	2,28	73460	3,7
SZ-H2	112,6	113,6	2,606	2,28	85850	4,3
SZ-H3	115,1	113,3	2,634	2,27	62490	3,1
SZ-H4	110,8	113,2	2,524	2,26	72180	3,7
SZ-H5	113,0	113,3	2,624	2,30	69980	3,5
SZ-J1	112,6	113,0	2,583	2,29	73050	3,7
SZ-J2	115,0	113,3	2,656	2,29	80680	3,9
SZ-J3	112,2	113,4	2,580	2,28	51710	2,6
SZ-J4	114,4	113,3	2,666	2,31	86090	4,2
SZ-J5	113,8	113,3	2,630	2,29	85320	4,2
SZ-K1	112,0	113,4	2,624	2,32	65070	3,3
SZ-K2	112,1	113,4	2,540	2,24	61000	3,1
SZ-K3	113,0	113,4	2,620	2,30	94200	4,7
SZ-K4	113,8	113,4	2,605	2,27	68700	3,4
SZ-K5	113,0	113,4	2,695	2,36	61890	3,1
SZ-L1	112,4	113,2	2,557	2,26	64570	3,2
SZ-L2	110,6	113,3	2,527	2,27	55230	2,8
SZ-L3	112,0	113,6	2,599	2,29	85640	4,3
SZ-L4	110,0	113,3	2,575	2,32	95410	4,9

## 9.5.10 Lautertalbrücke (aktuelle Untersuchung)

## 9.5.10.1 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Druckfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Druckfestigkeit $f_c$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Pfeiler A</b>						
DF-A2	120,5	122,0	3,212	2,28	498400	42,6
DF-A3	120,0	121,3	3,141	2,27	637200	55,1
DF-A31	120,5	121,9	3,173	2,26	480700	41,2
DF-A4	120,3	121,2	3,175	2,29	519800	45,1
DF-A41	121,5	121,0	3,166	2,27	419000	36,4
DF-A51	122,5	121,0	3,242	2,30	478600	41,6
DF-A5	120,7	121,1	3,174	2,28	602800	52,3
DF-A52	123,4	121,0	3,148	2,22	358700	31,2
<b>Pfeiler B</b>						
DF-B3	120,7	122,0	3,198	2,27	314700	26,9
DF-B4	123,0	122,2	3,254	2,26	207900	17,7
DF-B5	120,7	122,3	3,151	2,22	310100	26,4
DF-B51	120,6	122,4	3,393	2,39	610300	51,9
DF-B6	121,4	121,5	3,397	2,41	942300	81,3
<b>Pfeiler C</b>						
DF-C2	122,9	121,5	3,397	2,38	402500	34,7
DF-C3	121,2	121,5	3,215	2,29	459000	39,6
DF-C31	120,3	121,7	3,099	2,21	226500	19,5
DF-C4	119,8	122,0	3,163	2,26	296500	25,4
DF-C41	120,2	122,0	3,260	2,32	566300	48,4
DF-C5	121,6	121,8	3,228	2,28	324500	27,9
DF-C52	120,5	121,9	3,023	2,15	147500	12,6
DF-C6	120,0	121,8	3,262	2,33	137500	11,8
DF-C61	122,4	120,7	3,140	2,24	237000	20,7
DF-C7	119,4	120,5	2,912	2,14	95300	8,4
DF-C8	122,2	120,9	3,150	2,25	356900	31,1
DF-C81	123,0	120,8	3,031	2,15	115400	10,1
DF-C9	120,6	120,9	3,084	2,23	330200	28,8
<b>Pfeiler D</b>						
DF-D0	123,8	121,3	3,361	2,35	534000	46,2

DF-D2	121,5	121,5	3,251	2,31	435400	37,6
DF-D21	111,4	110,0	2,381	2,25	314800	33,1
DF-D22	123,5	121,6	3,296	2,30	496700	42,8
DF-D23	111,0	109,0	2,489	2,40	602800	64,6
DF-D24	112,1	109,2	2,425	2,31	404300	43,2
DF-D3	121,7	121,6	2,967	2,10	216700	18,7
DF-D31	121,4	121,7	3,190	2,26	423500	36,4
DF-D32	120,6	121,3	3,164	2,27	481500	41,7
DF-D5	120,4	122,0	3,304	2,35	546600	46,8
DF-D6	123,5	122,0	3,268	2,26	340300	29,1
DF-D7	121,6	122,0	3,237	2,28	266000	22,8
DF-D8	123,2	120,5	3,332	2,37	562800	49,4
DF-D9	121,2	121,8	3,349	2,37	754100	64,7
Pfeiler E						
DF-E1	121,5	121,0	3,168	2,27	392600	34,1
DF-E2	121,5	121,0	3,118	2,23	416900	36,3
DF-E21	120,7	121,0	3,105	2,24	303800	26,4
DF-E22	123,6	121,0	3,298	2,32	382000	33,2
DF-E3	120,2	121,0	3,236	2,34	525500	45,7
DF-E31	121,1	121,0	3,076	2,21	263700	22,9
DF-E4	119,9	121,0	3,142	2,28	344300	29,9
DF-E5	122,5	121,0	3,207	2,28	544000	47,3
Pfeiler F						
DF-F2	121,3	121,2	3,247	2,32	667700	57,9
DF-F21	122,2	121,2	3,263	2,31	721300	62,5
DF-F3	121,4	121,0	3,026	2,17	206700	18,0
DF-F4	121,0	121,0	3,125	2,25	233000	20,3

## 9.5.10.2 Betonbohrkernproben zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit

Bezeichnung	Höhe $h$	Durchmesser $d$	Masse $m$	Dichte	Bruchlast $F$	Spaltzugfestigkeit $f_{ct}$
[-]	[mm]	[mm]	[kg]	[t/m <sup>3</sup> ]	[N]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Pfeiler A</b>						
SZ-A2	121,8	121,2	3,234	2,30	67200	2,9
SZ-A21	123,7	121,6	3,442	2,40	69700	3,0
SZ-A3	123,6	121,3	3,345	2,34	95400	4,1
SZ-A31	121,7	121,2	3,236	2,30	78800	3,4
SZ-A4	121,6	121,2	3,227	2,30	50900	2,2
SZ-A41	121,3	121,0	3,196	2,29	68000	3,0
SZ-A42	123,2	121,2	3,282	2,31	78600	3,4
SZ-A51	119,1	121,0	2,962	2,16	61100	2,7
SZ-A5	120,9	121,1	3,183	2,29	63200	2,8
SZ-A52	121,5	121,0	3,283	2,35	68100	3,0
<b>Pfeiler B</b>						
SZ-B2	124,3	122,1	3,170	2,18	40500	1,7
SZ-B3	125,5	122,0	3,049	2,08	16800	0,7
SZ-B31	125,6	122,0	3,137	2,14	22900	1,0
SZ-B4	121,8	122,0	3,258	2,29	26800	1,2
SZ-B41	123,0	122,1	3,140	2,18	25900	1,1
SZ-B5	121,7	122,3	3,204	2,24	19900	0,9
<b>Pfeiler C</b>						
SZ-C2	121,8	121,5	3,174	2,25	47700	2,1
SZ-C3	121,5	121,6	3,125	2,21	32500	1,4
SZ-C4	121,1	122,0	3,222	2,28	45300	2,0
SZ-C41	123,0	122,0	3,306	2,30	64800	2,8
SZ-C5	123,1	121,8	3,260	2,27	29400	1,3
SZ-C51	121,5	121,9	3,121	2,20	29100	1,3
SZ-C6	122,2	122,0	3,240	2,27	39800	1,7
SZ-C61	121,3	120,7	3,123	2,25	46000	2,0
SZ-C62	120,7	121,6	3,009	2,15	18400	0,8
SZ-C7	122,4	122,0	3,253	2,27	28100	1,2
SZ-C71	120,9	120,7	3,122	2,26	42400	1,9
SZ-C8	123,1	120,9	3,193	2,26	72500	3,1
SZ-C81	120,2	120,6	3,119	2,27	39800	1,8

SZ-C9	123,3	120,9	3,185	2,25	66700	2,9
SZ-C91	120,5	120,6	3,039	2,21	28500	1,3
Pfeiler D						
SZ-D0	122,9	121,1	3,330	2,35	62000	2,7
SZ-D1	122,0	121,2	3,221	2,29	43000	1,9
SZ-D2	122,4	122,0	3,219	2,25	41000	1,8
SZ-D21	122,0	122,1	3,154	2,21	26900	1,2
SZ-D22	121,6	121,6	3,189	2,26	55700	2,4
SZ-D23	122,9	121,6	3,260	2,28	59900	2,6
SZ-D24	121,0	121,5	3,276	2,34	64700	2,8
SZ-D3	122,7	121,6	3,349	2,35	71500	3,1
SZ-D31	120,6	121,7	3,187	2,27	49600	2,2
SZ-D4	130,9	122,0	3,283	2,15	74000	3,0
SZ-D5	123,1	122,0	3,179	2,21	28800	1,2
SZ-D51	121,1	122,1	3,265	2,30	24400	1,1
SZ-D6	120,9	122,0	3,275	2,32	70700	3,1
SZ-D7	120,0	122,2	3,383	2,40	66800	2,9
SZ-D71	120,5	122,0	3,136	2,23	39300	1,7
SZ-D8	121,9	122,0	3,202	2,25	43200	1,9
SZ-D81	124,0	121,9	3,311	2,29	41600	1,8
SZ-D9	120,0	121,8	3,359	2,40	90700	4,0
Pfeiler E						
SZ-E1	120,9	121,0	3,283	2,36	63200	2,8
SZ-E2	121,8	121,0	3,242	2,31	45100	2,0
SZ-E21	122,7	121,0	3,253	2,31	74600	3,2
SZ-E22	119,6	120,9	3,013	2,19	60200	2,7
SZ-E3	120,7	121,0	3,127	2,25	52800	2,3
SZ-E31	121,7	121,0	3,182	2,27	52000	2,3
SZ-E32	123,0	121,0	3,091	2,19	40900	1,8
SZ-E4	117,9	121,0	3,118	2,30	56000	2,5
SZ-E41	122,2	121,0	3,211	2,29	53400	2,3
Pfeiler F						
SZ-F1	121,4	121,2	3,212	2,29	99400	4,3
SZ-F2	122,1	121,3	3,255	2,31	86100	3,7
SZ-F21	119,5	121,2	3,228	2,34	99000	4,4

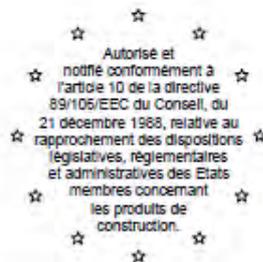
### 9.6 Anlage VI: Überprüfung der Korrelation zwischen Betondruck- und Zugfestigkeit im Alter von 28 Tagen

	C16/20 K	C35/45 K	C16/20 S	C8/10 Trapobet	C35/45 S	
f <sub>ck</sub> _cube	32,92	49,90	42,01	19,72	68,17	> C50/60
k <sub>cyl</sub> /cube	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	
Lagerung	nass	nass	nass	nass	nass	
k <sub>l</sub>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
f <sub>ck</sub>	26,99	40,92	34,45	16,17	55,90	
f <sub>ct</sub> _sp_m	2,77	3,49	3	1,69	4,3	
f <sub>ctm</sub>	2,49	3,14	2,70	1,52	3,87	
f <sub>ck</sub> /f <sub>ctm</sub>	10,83	13,03	12,76	10,63	14,44	
Alter	28 d	28 d	28 d	28 d	28 d	

## 9.7 Anlage VII: Hilti HSC-A

Centre Scientifique et  
Technique du Bâtiment

84 avenue Jean Jaurès  
Champs sur Marne  
F-77447 Marne-la-Vallée Cedex 2  
Tél.: (33) 01 64 68 82 82  
Fax: (33) 01 60 05 70 37



**CSTB**  
*le futur en construction*

MEMBRE DE L'EOTA

**Europäische Technische Zulassung****ETA-02/0027**

(Deutsche Übersetzung, Original in französischer Sprache)

<b>Nom commercial :</b> <b>Handelsbezeichnung:</b>	<b>Hilti HSC und HSC-R</b>
<b>Titulaire :</b> <b>Inhaber der Zulassung:</b>	<b>Hilti AG, Business Unit Anchors</b> <b>FL-9494 SCHAAN</b> <b>Fürstentum Liechtenstein</b>
<b>Type générique et utilisation prévue du produit de construction :</b>	<b>Cheville métallique en acier galvanisé ou inoxydable, à verrouillage de forme par auto ancrage, de fixation dans le béton : diamètres M6, M8, M10 et M12.</b>
<b>Typ und Anwendungsbereich des Konstruktionselements:</b>	<b>Selbst-hinterschneidender Dübel aus galvanisch verzinktem Stahl oder aus nichtrostendem Stahl zur Verankerung in Beton: Größen M6, M8, M10 und M12</b>
<b>Validité du :</b> <b>au :</b>	<b>20/09/2012</b> <b>20/09/2017</b>
<b>Gültigkeitsdauer von / bis:</b>	
<b>Usine de fabrication :</b> <b>Produktionswerk:</b>	<b>Hilti AG, Werk 8</b>
<b>Le présent Agrément technique européen contient :</b>	<b>22 pages incluant 14 annexes faisant partie intégrante du document.</b>
<b>Cette Européenne Technische Zulassung umfasst:</b>	<b>22 Seiten einschließlich 14 Anhänge, die integraler Bestandteil dieses Dokuments sind.</b>

*Cet Agrément Technique Européen annule et remplace les ATE 02/0027 et 02/0028 valides du 20/09/2007 au 20/09/2012*

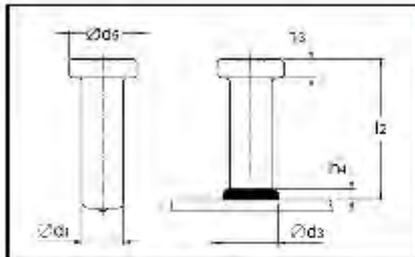
*Diese Europäische Technische Zulassung ersetzt ETA-02/0027 und 02/0028 mit Gültigkeit vom 20.09.2007 bis 20.09.2012.*



Organisation pour l'Agrément Technique Européen  
European Organisation for Technical Approvals

Verfügbar unter: <https://www.hilti.de>

## 9.8 Anlage VIII: KÖCO Kopfbolzen



**KÖCO SD DIN EN ISO 13918**

Kopfbolzen  
Shear connector  
Connecteur d'ancrage  
Conector de espiga



Für Stahlbauteile gemäß Europäischer Technischer Zulassung ETA-03/0039 bzw. ETA-03/0040 (außer 6 und 12 mm)  
For steel components acc. to European Technical Approval ETA-03/0039 resp. ETA-03-0040 (except 6 and 12 mm).

$d_1$	$l_2$	$h_1^1$	$d_2$	$d_3^1$	$h_2$	Artikel-Nr. <sup>2</sup> Part-no. No. d'article No. articulo	Masse Mass Poids Peso kg/100	Keramikring Ceramic ferrule Bague rétractaire Cerámica	Bolzenhalter Chuck Mandrin Porta espárrago
6	35	2,5	13	8,5	5	016-0005-001	1,23	UF 6 (SN 6)	350-0056-000
	50					016-0001-001	1,56		
	75					016-0003-001	2,12		
	100					016-0004-001	2,67		
10	30	2,5	19	13	7	016-0031-001	3,12	UF 10 (SN 10)	350-0164-000
	50					016-0033-001	4,36		
	75					016-0035-001	5,90		
	100					016-0038-001	7,44		
	125					016-0039-001	8,98		
	150					016-0040-001	10,52		
	175					016-0041-001	12,06		
12	30	3	25	17	8	016-0060-001	5,26	UF 12 (SN 12)	350-0059-000
13	25	3	25	17	8	016-0090-001	5,11	UF 13 (SN 13)	350-0059-000
	50					016-0091-001	7,72		
	75					016-0092-001	10,32		
	100					016-0095-001	12,93		
	125					016-0096-001	15,53		
	150					016-0098-001	18,14		
	175					016-0100-001	20,74		
	200					016-0101-001	23,35		
	225					016-0102-001	25,95		
	250					016-0104-001	28,56		
	300					016-0106-001	33,77		
	350					016-0350-001	38,98		
	400					016-0107-001	44,19		
16	35	4,5	32	21	8	016-0130-001	9,79	UF 16 (SN 16)	350-0060-000
	50					016-0132-001	12,15		
	75					016-0134-001	16,10		
	100					016-0136-001	20,04		
	125					016-0137-001	23,99		
	150					016-0139-001	27,94		
	175					016-0140-001	31,88		
	200					016-0141-001	35,83		
	225					016-0150-001	39,77		
	250					016-0153-001	43,72		
	275					016-0149-001	47,67		
	300					016-0157-001	51,61		
	350					016-0154-001	59,50		
	400					016-0160-001	67,39		
	525					016-0161-001	87,12		

<sup>1</sup>  $h_1$  und  $d_3$  sind Richtwerte.

<sup>1</sup>  $h_1$  and  $d_3$  are approximate values.

<sup>1</sup>  $h_1$  et  $d_3$  sont des valeurs indicatives.

<sup>1</sup>  $h_1$  y  $d_3$  valores indicativos.

<sup>2</sup> Artikel-Nr. gilt für Stahl, Festigkeit 4.8, blank, andere Ausführungen siehe Tabelle Seite 1.

<sup>2</sup> Part-no. applies to steel, grade 4.8, uncoated, other types see chart page 1.

<sup>2</sup> No. d'article valable pour acier, catégorie 4.8, sans revêtement, autres types voir tableau page 1.

Andere Abmessungen auf Anfrage. Other dimensions upon request.

Autres dimensions disponible sur demande Son posibles otras dimensiones bajo pedido.

## ETA KÖCO-Kopfbolzen

Deutsches Institut für Bautechnik

Zulassungsstelle für Bauprodukte und Bauteile

Bautechnisches Prüfamt

Eine vom Bund und den Ländern  
gemeinsam getragene Anstalt des  
öffentlichen Rechts

Kolonnenstraße 30 B  
D-10829 Berlin  
Tel.: +49 30 78730-0  
Fax: +49 30 78730-320  
E-Mail: [dibt@dibt.de](mailto:dibt@dibt.de)  
[www.dibt.de](http://www.dibt.de)



Deutsches  
Institut  
für  
Bautechnik



Mitglied der EOTA  
Member of EOTA

## Europäische Technische Zulassung ETA-03/0039

Handelsbezeichnung <i>Trade name</i>	KÖCO-Kopfbolzen <i>KÖCO Headed Studs</i>
Zulassungsinhaber <i>Holder of approval</i>	Köster & Co. GmbH Bolzenschweißtechnik Spreeler Weg 32 58256 Ennepetal DEUTSCHLAND
Zulassungsgegenstand und Verwendungszweck  <i>Generic type and use of construction product</i>	Einbetonierte und an Stahlplatten angeschweißte Kopfbolzen aus Stahl und aus nichtrostendem Stahl  <i>Headed studs cast-in and welded on steel plates made of steel and of stainless steel</i>
Geltungsdauer: <i>Validity:</i>	vom <i>from</i> 4. Juni 2013 bis <i>to</i> 4. Juni 2018
Herstellwerk <i>Manufacturing plant</i>	Herstellwerk 1

Diese Zulassung umfasst  
*This Approval contains*

15 Seiten einschließlich 7 Anhänge  
*15 pages including 7 annexes*

Diese Zulassung ersetzt  
*This Approval replaces*

ETA-03/0039 mit Geltungsdauer vom 01.04.2011 bis 18.11.2013  
*ETA-03/0039 with validity from 01.04.2011 to 18.11.2013*



Z42084 13

Europäische Organisation für Technische Zulassungen  
European Organisation for Technical Approvals

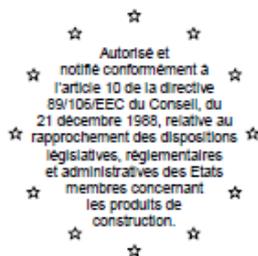
ET-001-039/13

Verfügbar unter: <http://www.bolzenschweisstechnik.de/media-center/zulassungen/>

## 9.9 Anlage IX: Hilti HDA-P

### Centre Scientifique et Technique du Bâtiment

4, avenue du Recteur Poincaré  
F-75782 PARIS Cedex 16  
Tél. : (33) 01 40 50 28 28  
Fax : (33) 01 45 25 61 51



## Europäische Technische Zulassung ETA-99/0009

(Deutsche Übersetzung, die Originalversion ist in französischer Sprache)

<b>Nom commercial :</b> <b>Handelsbezeichnung:</b>	<b>HILTI HDA und HDA-R</b>
<b>Titulaire :</b> <b>Zulassungsinhaber:</b>	<b>Hilti AG, Business Unit Dübel FL-9494 SCHAAN Fürstentum Liechtenstein</b>
<b>Type générique et utilisation prévue du produit de construction :</b>	<b>Cheville métallique à verrouillage de forme par auto ancrage dans le béton, en acier galvanisé diamètres M10, M12, M16 et M20 et en acier inoxydable diamètres M10, M12 et M16.</b>
<b>Dübelart und Anwendung des Bauprodukts:</b>	<b>Selbst-hinterschneidender Dübel aus galvanisch verzinktem Stahl zur Verankerung in Beton: Größen M10, M12, M16 und M20 und aus nichtrostendem Stahl zur Verankerung in Beton: Größen M10, M12 und M16</b>
<b>Validité du :</b> <b>au :</b>	<b>25/03/2013 25/03/2018</b>
<b>Gültigkeitsdauer von / bis:</b>	
<b>Usine de fabrication :</b> <b>Herstellwerk:</b>	<b>Hilti Werke</b>
<b>Le présent Agrément technique européen contient :</b> <b>Diese europäische technische Zulassung umfaßt:</b>	<b>26 pages incluant 18 annexes faisant partie intégrante du document. 26 Seiten einschließlich 18 Seiten im Anhang, die ein wesentlicher Bestandteil dieses Dokumentes sind.</b>

Cet Agrément Technique Européen remplace les ETA-99/0009 valide du 17.12.2010 au 25.03.2013

Diese europäische technische Zulassung ersetzt ETA-99/0009 mit Geltungsdauer vom 17.12.2010 bis 25.03.2013



Organisation pour l'Agrément Technique Européen  
Europäische Organisation für Technische Zulassungen

Verfügbar unter: <https://www.hilti.de>

### 9.10 Anlage X: Setz- / Prüfprotokolle Hinterschnittanker Hilti HSC-A M10x40

Bezeichnung	Setzzeit	Abstand OK Hülse – Beton OF *		$h_{ef}$	Bruchlast $F$	Versagensart
		vor	nach			
[-]	[sec]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[-]
HSC-A D1	25	4,0	-1,0	40	37	Ausbruch
HSC-A D2	20	5,0	0,0	40	34	Ausbruch
HSC-A D3	20	4,5	0,0	40	32	Ausbruch
HSC-A D4	25	5,0	0,0	40	32	Ausbruch
HSC-A D5	20	5,0	-1,0	40	34	Ausbruch
HSC-A D6	20	5,0	-1,0	40	33	Ausbruch
HSC-A D7	25	5,0	-1,0	40	35	Ausbruch
HSC-A D8	20	4,0	0,0	40	29	Herausziehen + Ausbruch
HSC-A D9	15	5,0	-1,0	40	30	Ausbruch
HSC-A D10	20	4,0	-1,0	40	35	Ausbruch
HSC-A D11	20	5,0	-1,0	40	38	Ausbruch
HSC-A D12	25	5,0	-1,0	40	33	Ausbruch
HSC-A D13	20	4,0	0,0	40	31	Ausbruch
HSC-A D14	25	4,0	-1,0	40	36	Ausbruch
HSC-A D15	20	5,0	0,0	40	35	Ausbruch

\* vgl. Abb. 6-3; positives Vorzeichen bedeutet, dass die Oberkante (OK) der Hülse oberhalb der Betonoberfläche (OF) liegt; negatives Vorzeichen bedeutet, dass die Oberkante (OK) der Hülse unterhalb der Betonoberfläche (OF) liegt

## 9.11 Anlage XI: Setz- / Prüfprotokolle Hinterschnittanker Hilti HDA-P M10x80

Bezeichnung	Setzzeit	Roter Ring – OK Hülse nach Setzen* <sup>1</sup>	Abstand OK Hülse – Beton OF * <sup>2</sup>		$h_{ef}$	Bruchlast $F$	Versagensart
			vor	nach			
[-]	[sec]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[-]
Im ungerissen Beton							
F1	20	1	5	-3	80	46	Ausbruch
F3	17	2	4	-3	80	47	Ausbruch
F5	20	1	2	-6	80	45	Ausbruch
E2	25	1	6	-4	80	49	Ausbruch
E4	25	1	6	-3	80	44	Ausbruch
E6	20	1	4	-6	80	47	Ausbruch
D1	20	1	5	-4	80	44	Ausbruch
D3	20	1	4	-6	80	44	Ausbruch
D5	20	1	4	-5	80	46	Ausbruch
C6	30	1	4	-6	80	47	Ausbruch
C4	25	1	4	-5	80	45	Ausbruch
C2	25	1	3	-7	80	47	Ausbruch
B1	30	1	6	-5	80	48	Ausbruch
B3	20	1	6	-5	80	46	Ausbruch
B5	20	1	5	-4	80	50	Ausbruch
A2	30	1	5	-6	80	46	Ausbruch
A4	25	1	5	-6	80	47	Ausbruch
A6	20	1	4	-6	80	44	Ausbruch
Im gerissen Beton							
A1	20	1	3	-6	80	49	Stahlbruch
A3	30	1	3	-6	80	44	Ausbruch
A5	25	1	5	-6	80	42	Ausbruch
B2	25	1	7	-4	80	44	Herausziehen/ Ausbruch
B4	25	1	4	-6	80	46	Ausbruch
C1	25	1	4	-6	80	47	Ausbruch
C3	25	1	5	-6	80	42	Ausbruch
C5	25	1	5	-6	80	45	Ausbruch
D2	25	1	6	-6	80	45	Ausbruch
D4	30	1	7	-5	80	44	Ausbruch

E1	20	1	4	-5	80	46	Ausbruch
E3	20	0,5	6	-4	80	40	Herausziehen/ Ausbruch
E5	25	1	4	-7	80	50	Ausbruch
F2	25	1	5	-6	80	43	Ausbruch
F4	25	1	10	-6	80	35	Ausbruch

\*1 vgl. Abb. 6-10 und 6-13

\*2 vgl. Abb. 6-3; positives Vorzeichen bedeutet, dass die Oberkante (OK) der Hülse oberhalb der Betonoberfläche (OF) liegt; negatives Vorzeichen bedeutet, dass die Oberkante (OK) der Hülse unterhalb der Betonoberfläche (OF) liegt