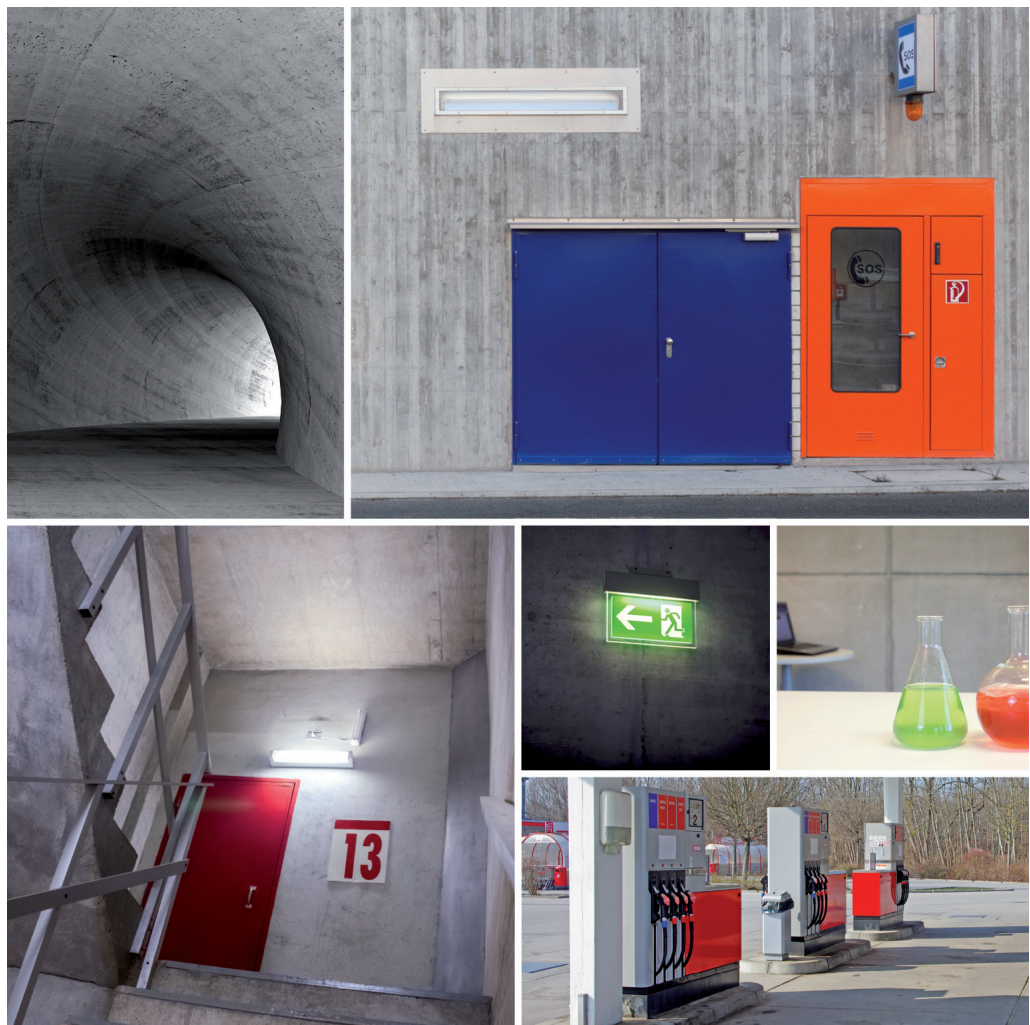


SYMPOSIUM

13. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 16. März 2017

Sicherheit durch Beton

Schutz vor Explosion, Brand und Risikostoffen



Harald S. Müller, Ulrich Nolting und Julian Link (Hrsg.)

SYMPOSIUM

Sicherheit durch Beton

Schutz vor Explosion, Brand und Risikostoffen

SYMPOSIUM

13. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung Karlsruher Institut für Technologie (KIT), 16. März 2017

Sicherheit durch Beton
Schutz vor Explosion, Brand und Risikostoffen

Herausgegeben von
Harald S. Müller, Ulrich Nolting und Julian Link

Mit Beiträgen von

Hubert Bachmann	Viktor Mechtcherine
Diethelm Bosold	Bernard Middendorf
Iurie Curosu	Harald S. Müller
Frank Dehn	Hans-Werner Nordhues
Martina Götze	Stefanie Thalheim
Nico Herrmann	Klaus Thoma
Manfred Keuser	Tobias Zircher
Andreas König	

Veranstalter:
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
76128 Karlsruhe
VDB – Verband Deutscher Betoningenieure e. V.
Regionalgruppen 9 und 10
InformationsZentrum Beton GmbH
Gerhard-Koch-Straße 2+4
73760 Ostfildern

Titelbildcollage

Alle Bilder von iStock, Links oben: © Evgeny Sergeev, Links unten: © Cesar Okada, Rechts oben: © ollo, Mitte: © Max2611, Rechts mitte: © endopack, Rechts unten: © devnenski

Hinweis der Herausgeber

Für den Inhalt namentlich gekennzeichnete Beiträge ist die jeweilige Autorin bzw. der jeweilige Autor verantwortlich.

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark of Karlsruhe Institute of Technology. Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed under the Creative Commons Attribution-Share Alike 3.0 DE License (CC BY-SA 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-sa/3.0/de/>



The cover page is licensed under the Creative Commons Attribution-No Derivatives 3.0 DE License (CC BY-ND 3.0 DE): <http://creativecommons.org/licenses/by-nd/3.0/de/>

Print on Demand 2017 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISBN 978-3-7315-0629-4

DOI 10.5445/KSP/1000065210

Vorwort

Die gesellschaftlichen Diskussionen sind regelmäßig von den Ansprüchen und den Verlangen nach Sicherheit und Schutz geprägt. Offensichtlichen aber auch nur vermuteten Risiken begegnen wir daher mit Präventivmaßnahmen. Neben erkennbaren gefahrenabwehrenden Maßnahmen sind bereits viele weniger sichtbare bis unsichtbare Vorkehrungen beispielsweise in der Infrastruktur und im Baubestand integriert. Hierbei werden die Sicherheit des Bauwerks sowie der Schutz der Umwelt durch eine geeignete Baustoffauswahl angestrebt. Der Werkstoff Beton weist vielfältig nutzbare Eigenschaften auf und besitzt folglich eine hohe Einsatzmöglichkeit als schützender Baustoff. Mit Blick auf die sich verändernden Gefahren gilt es die bestehenden Schutzmechanismen von Beton zu optimieren, anzupassen und weiterzuentwickeln.

Der vorliegende Tagungsband wird mit einem weitläufigen Blick über das Thema Risikomanagement eröffnet. Darauf aufbauend werden die Schutzmechanismen des Baustoffs Beton gegen verschiedene Angriffsarten eingehend erläutert. Der erste Themenblock widmet sich dem Szenario Explosion und befasst sich mit den Auswirkungen der dynamischen und hochdynamischen Einwirkungen auf Betonbauteile. Die Widerstandsfähigkeit des Betons gegenüber Brandbeanspruchung und die baulichen Aspekte des Brandschutzes werden im zweiten Themenblock diskutiert. Das dritte Gefährdungspotenzial stellen chemische Risikostoffe dar. Die Widerstandsmöglichkeiten und die erforderlichen baulichen Ausführungen werden hierzu thematisiert. Die renommierten Referenten stellen neben den geeigneten betontechnologischen Optimierungen auch konstruktive Ausführungen der jeweiligen Gefährdungslagen anhand von praxisnahen Beispielen vor.

Die Veranstalter

Inhalt

	Vorwort	V
Einführung Risiken		
Klaus Thoma	Von Risiko zu Resilienz – Aktuelle Themen der Sicherheitsforschung	1
Diethelm Bosold	Schutzmechanismen von Beton – ein Überblick	3
Explosion		
Viktor Mechtcherine Martina Götze Iurie Curosu	Betoneigenschaften gegen hochdynamische Einwirkungen	9
Manfred Keuser Tobias Zircher	Konstruktive Aspekte zur Verminderung von Explosionsschäden	21
Brand		
Frank Dehn Stefanie Thalheim Andreas König	Betontechnologische Maßnahmen gegen Brandeinwirkungen	33
Hubert Bachmann	Brandschutz – baupraktische Anwendungen	43
Risikostoffe		
Bernhard Middendorf	Betonangriff durch chemische Risikostoffe	55
Hans-Werner Nordhues	Konstruktive Lösungen für den Umgang mit Risikostoffen	61
Harald S. Müller Nico Herrmann	Atomare Zwischen- und Endlagerung - eine Lösungsperspektive mit Beton?	71
	Programm der Veranstaltung	79
	Autorenverzeichnis	81
	Übersicht über Tagungsbände vergangener Symposien	83

Von Risiko zu Resilienz – Aktuelle Themen der Sicherheitsforschung

Klaus Thoma

Zusammenfassung

Der vorliegende Vortrag soll als Einführungsvortrag zur Veranstaltung dienen und einen weitläufigen Überblick über den evolutionär bedingten und heute soziologisch einzuordnenden Begriff „Risiko“ geben. Hierbei sollte bewusst kein Fokus auf die Baustoffindustrie gelegt werden, sondern erkannte, erkennbare und auch nicht wahrnehmbare allgemeine Gefahren bzw. Risikoauslöser des Alltags sowie Naturkatastrophen und unsere Ängste davor beleuchtet werden. Wie geht die Risikowahrnehmung und Ängstlichkeit einher, was könnten Antworten der Ingenieurwissenschaften sein?

Risiken werden durch Gefährdungen erzeugt. Aus dem Streben heraus, Schutz und Sicherheit für den Bürger und kritische Infrastrukturen zu gewährleisten, entstand in den letzten Jahren weltweit die Sicherheitsforschung als ein interdisziplinäres Forschungsgebiet. In dem Vortrag wird versucht, hier den Bogen zu schlagen von gesellschaftspolitischen Aspekten bis hin zu deren ingenieurtechnischen Behandlung.

Das Ziel dieses Vortrages sollte neben eines Einblicks in die aktuelle Sicherheitsforschung auch eine Darstellung von realen Schutzmechanismen sein. Dadurch wird das Publikum auf das Themengebiet der Schutzwirkung von Baustoffen, wie Beton, hingeführt.

Autor

Prof. Dr. Klaus Thoma

Institutsleiter im Ruhestand
Fraunhofer Ernst-Mach-Institut
Eckerstrasse 4
79104 Freiburg

Schutzmechanismen von Beton – ein Überblick

Diethelm Bosold

Zusammenfassung

Angriffe auf Beton können in einer modernen Industriegesellschaft vielfältig sein. Um diesen teilweise sehr unterschiedlichen Angriffsarten zu widerstehen, gelten drei Prinzipien. Zunächst muss die Betonoberfläche möglichst dauerhaft sein. Dazu werden die Bestandteile eines Betons wie Gesteinskörnung, Zementart bzw. Qualität des Zementsteins oder der Einsatz von Betonzusatzmitteln und / oder Betonzusatzstoffen für den zu erwartenden Angriff zusammengestellt. Weiterhin dürfen Fehlstellen, die in der Betonbauweise als Risse aber teilweise Bestandteil des Tragprinzips sind, nicht zu breit sein bzw. müssen mitunter ganz vermieden werden. Drittes Schutzprinzip ist der Einsatz von Schutzschichten.

Wichtigster Faktor bei der Betonzusammensetzung ist das Massenverhältnis von Wasser zu Zement (w/z-Wert). Dieses Verhältnis bestimmt die Betondruckfestigkeit und zu einem großen Teil auch die Dauerhaftigkeit. Großen Einfluss auf verschiedene Angriffsarten hat auch die Gesteinskörnung. Sie muss je nach Angriff frostbeständig, verschleißfest, Strahlen hemmend und anderes sein. Vereinzelt ist ein besonderer Zement oder ein bestimmtes Betonzusatzmittel erforderlich.

Über die Kombination aus variabler Betonzusammensetzung, Bemessung unter besonderer Berücksichtigung der Rissbildung sowie notfalls Schutzschichten lässt sich ein Beton auf vielfältige Angriffsarten einstellen.

1 Einleitung

Beton ist als weltweit meistgebrauchter Konstruktionsbaustoff immer dem direkten Kontakt mit dem Untergrund, der Atmosphäre oder auch von Menschen erzeugten Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Dabei hatte der Baustoff Beton genau wie alle anderen Konstruktionsbaustoffe zunächst die Hauptaufgabe, den Menschen in seinen Häusern vor den Unbilden der Witterung zu schützen, also vor extremen Temperaturen, Niederschlag und Wind unterschiedlicher Stärke.

Mit zunehmender Technisierung des gesamten Umfeldes der Menschen hat man die vielfältigen Möglichkeiten, die aus der beliebig anpassbaren Betonzusammensetzung resultieren, dazu genutzt, den Menschen aber auch seine Umwelt vor weiteren Gefahren wie z. B. verschiedenste Industrieprozesse aber auch vor Flüssigkeiten aller Art, vor Strahlen oder Gasen zu schützen.

2 Angriffe auf Beton

2.1 Expositionsklassen

Die üblichen Umgebungsbedingungen werden in den Regelwerken [1] und [2] durch die Expositionsklassen abgedeckt. Diese Umgebungsbedingungen sind im Prinzip seit Jahrzehnten schon definiert, hatten aber noch nicht diese prägnante Bezeichnung. Bei den Expositionsklassen wird in Bewehrungs- und Betonkorrosion unterschieden.

Bewehrungskorrosion:

- XC Karbonatisierung der Betonrandzone durch CO₂ der Umgebungsluft, dadurch pH-Wert Absenkung der Betondeckung und Korrosionsmöglichkeit der Bewehrung,
- XS / XD Lochfraßkorrosion der Bewehrung durch Chloride aus Meerwasser (XS) und aus Taumitteln (XD).

Betonkorrosion:

- XF Sprengwirkung in der Betonrandzone durch gefrierendes Wasser, teilweise mit Taumitteln,
- XA chemischer Angriff durch im Boden bzw. Wasser befindliche natürliche Stoffe,
- XM mechanischer Verschleiß an der Oberfläche.

Zunehmend werden spezielle auf einzelne Anwendungsfälle zugeschnittene Expositionsklassen definiert. So z. B. bei Trinkwasserbehältern [3] oder in der neuen Instandhaltungsrichtlinie [4]:

- X_{TWB} berücksichtigt die besonderen Umgebungsbedingungen in Trinkwasserbehältern,
- XSTAT, XBW1, XBW2, XCR und XDYN beschreiben den Untergrund, auf dem eine Instandsetzungsmaßnahme durchgeführt werden soll.

2.2 Symposiumsthemen

Die Symposiumsthemen Explosion, Brand und Risikostoffe werden in diesem Beitrag nicht behandelt.

2.3 Weitere Szenarien, bei denen Beton eine Schutzwirkung hat

Weitere Schutzwirkungen hat Beton bei Wasserundurchlässigkeit, Gasundurchlässigkeit, Schutz vor Strahlen, Beständigkeit bei hohen und tiefen Temperaturen sowie Schutz vor chemischen Angriffen, die nicht von den Expositionsklassen XA abgedeckt sind.

2.3.1 Wasserundurchlässigkeit

Die Anforderungen an die Wasserundurchlässigkeit von Betonkonstruktionen sind in den letzten Jahren gewachsen. Auch bei sehr hohen Nutzungsanforderungen darf die Betonkonstruktion Wasser weder in flüssiger Form noch als Dampf messbar durchlassen. Die wasserundurchlässige Betonkonstruktion, bei der der Beton sowohl die statische als auch die abdichtende Funktion übernimmt, ist heute vielgebaute Praxis.

2.3.2 Gasundurchlässigkeit

Die Gasundurchlässigkeit hat eher untergeordnete Bedeutung. Eine typische Gasundurchlässigkeit ist z. B. der Schutz von Gebäuden bei Gefahr von Radonvorkommen im Untergrund.

2.3.3 Schutz vor Strahlen

Während früher der Schutz vor schädlichen Strahlen bei Atomkraftwerken im Vordergrund stand, geht es heute eher um die Lagerung der durch Strahlen belasteten Baustoffe und auch um medizinische Einsatzgebiete. Bei immer neuen Strahlentherapien muss die Umgebung vor den unterschiedlichen Strahlen (z. B. γ -Strahlen) geschützt werden. Hier kommt Strahlenschutzbeton zum Einsatz.

2.3.4 Hohe Temperaturen

Bei einigen Produktionsprozessen kommen hohe Temperaturen zum Einsatz die planmäßig und überwiegend lang andauernd sind und nicht unter eher kurzfristigem Brand einzuordnen sind. Bei unterschiedlichen Temperaturen finden verschiedene Prozesse statt, die die Festbetoneigenschaften wie Festigkeit oder E-Modul beeinträchtigen. Die Betonnorm DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 [2] kennt „Beton für hohe Gebrauchstemperaturen bis 250 °C“. Bei darüber hinaus zunehmenden Temperaturen sind weitergehende Maßnahmen überwiegend bei der Wahl der Gesteinskörnung notwendig.

2.3.5 Tiefe Temperaturen

Festbeton wird von tiefen Temperaturen (bis -170°C) gar nicht beeinträchtigt. Vielmehr ergeben sich bei feuchten Festbetonen teilweise erhebliche Festigkeitszuwächse [5].

2.3.6 Chemischer Angriff außerhalb von XA

Der chemische Angriff, der über die Expositionsklassen XA abgedeckt wird, ist in mehreren Bereichen limitiert. Es werden nur wenige Parameter abgedeckt, die Stärke der Angriffe ist begrenzt, ebenso die Umgebungstemperatur und mögliche Strömungsgeschwindigkeit. Daher bleibt in diesen Fällen meist nur der Schutz durch eine zusätzliche Schutzschicht.

2.3.7 Lärmschutz

Beim Schutz vor Luftschall sind schwere Baustoffe notwendig. Hier kommt normaler Beton zum Einsatz. Schwerbeton ist nicht notwendig. Um die Reflexion des Schalls an der Betonoberfläche zu minimieren, wird auf der der Schallquelle zugewandten Seite mit haufwerksporigem Beton eine poröse Oberfläche geschaffen, die die Reflexion minimiert.

2.3.8 Schutz vor Aquaplaning mit Dränbeton

Beim Dränbeton wird Oberflächenwasser schnell nach unten geleitet, sodass keine Pfützen entstehen, die zu Aquaplaning führen können. Dazu wird mit einer Ausfallkörnung ein haufwerksporiges Gefüge des Betons erzeugt. Da Dränbetonoberflächen meist durch mechanischen Verschleiß belastet werden, ist hier eine hochwertige Zementsteinmatrix notwendig, die die Gesteinskörner fest punktuell verbindet. Dieser Effekt kann mit Kunststofffasern noch verbessert werden.

3 Schutzprinzipien

3.1 Allgemeines

Soll ein Beton einer Einwirkung widerstehen, muss er je nach Beanspruchung eine widerstandsfähige Betonoberfläche aufweisen, um das Eindringen von Schadstoffen zu verhindern oder zu begrenzen und als Bauteil den Einwirkungen rissfrei bzw. in definierten Rissbreiten begegnen. Weiterhin kann eine Schutzschicht notwendig sein. Fugen werden in diesem Beitrag nicht behandelt.

3.2 Widerstand durch die Betonzusammensetzung

Durch die gezielte Zusammensetzung seiner Bestandteile kann Beton auf sehr viele Beanspruchungen eingestellt werden. Beton besteht bekanntlich aus Zement, Wasser, Gesteinskörnung (Sand und Kies) sowie ggf. Betonzusatzmitteln und/oder Betonzusatzstoffen.

3.2.1 Wasserzementwert

Bei einem Wasserzementwert (w/z-Wert) von etwa 0,4 wird das gesamte in der Mischung vorhandene Wasser vom Zement gebunden. Bei höheren w/z-Werten können darüber hinausgehende Wassermengen nicht gebunden werden und verbleiben im erhärtenden Beton. Sie bilden später die Kapillarporen.

Über die Größe der Kapillarporen und damit über den w/z-Wert wird die Betondruckfestigkeit aber auch seine Widerstandsfähigkeit gegenüber eindringenden Medien gesteuert. Bei zunehmenden Anforderungen innerhalb einer Expositionsklasse (z. B. XC1 bis XC4) werden die Grenzwerte für den w/z-Wert geringer. Im hochfesten und ultrahochfesten Beton wird dieses Prinzip ebenso angewandt. Dabei wird der ultrahochfeste Beton international auch UHPC genannt, also mit ultra hoher Performance. Das Wort „Performance“ zeigt, dass nicht nur die Druckfestigkeit steigt, sondern auch andere Eigenschaften positiv beeinflusst werden.

Andererseits ist die beliebige Absenkung des w/z-Wertes nicht immer sinnvoll. Beim Beton mit hohem Wassereindringwiderstand (wu-Beton) führt eine höhere als statisch notwendige Druckfestigkeit zu einem spröderen, rissanfälligeren Beton und damit zu höheren Bewehrungsgehalten. Dies verschlechtert aber die Betonierbarkeit, verstärkt damit die Gefahr von Kiesnestern, steigert auch den Preis und ist somit in diesem Beispiel kontraproduktiv.

Der w/z-Wert ist der Dreh- und Angelpunkt der Betontechnologie.

3.2.2 Zement

Generell steigt mit den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit innerhalb einer Expositionsklasse auch der Mindestzementgehalt. Dabei hat der Zement einerseits Einfluss auf die Festigkeit, andererseits als Träger des basischen Milieus eine wichtige Aufgabe beim Korrosionsschutz der Bewehrung.

Beim Sulfatangriff durch sulfathaltige Wässer und Böden innerhalb der Expositionsklassen XA kommt ein spezieller Zement mit hohem Sulfatwiderstand zum Einsatz.

3.2.3 Gesteinskörnung

Die Gesteinskörnung ist gewichts- und volumenmäßig der größte Bestandteil eines Kubikmeters Beton. Daher überrascht es auch nicht, dass ihr an verschiedenen Stellen eine wichtige Bedeutung zukommt.

Beim Frostangriff (Expositionsklassen XF) muss natürlich auch die Gesteinskörnung selber frostbeständig sein. Für die meisten dichten Gesteinsarten trifft das zu.

Beim Verschleiß (Expositionsklassen XM) übernimmt das Korngerüst der Gesteinskörnung direkt an der beanspruchten Betonoberfläche den Widerstand gegen rollende, schleifende oder stoßende Beanspruchung, da die Festigkeit der meisten Gesteine deutlich höher ist als die Festigkeit des sie umhüllenden Zementsteins.

Der Strahlenschutzbeton schützt die Umgebung und damit auch die Menschen vor schädlichen Strahlen aller Art. Je nach Strahlung, die abgeschirmt werden soll, kommen kristallwasserreiche oder

schwere Gesteinskörnungen zum Einsatz. Die schweren Gesteinskörnungen enthalten meist Eisenverbindungen, können aber auch Barium- oder Titanverbindungen enthalten.

Soll der Festbeton hohen Gebrauchstemperaturen bis 250 °C standhalten, werden Gesteinsarten benötigt, die einen ähnlichen Temperaturexpansionskoeffizienten haben wie der Zementstein, um Gefügestörungen zu minimieren. Bei höheren Temperaturen ist zu berücksichtigen, welche Gesteinsarten bei welcher Temperatur wie reagieren. So erfährt quarzische Gesteinskörnung bei 573 °C den sogenannten Quarzprung, bei dem sich das spezifische Volumen des Quarzes ändert und somit zu geringen Gefügestörungen führt. Wird kalksteinhaltige Gesteinskörnung eingesetzt, entweicht bei höheren Temperaturen CO₂ aus dem Kalkstein.

Bei porösen Vorsatzschalen von Lärmschutzwänden und bei Dränbeton wird ein Beton mit hoher Porosität benötigt. Dazu wird eine Ausfallkörnung eingesetzt, also eine Sieblinie, bei der einzelne Korngruppen fehlen. Die verbleibenden großen Gesteinskörner werden nur punktuell miteinander verbunden und bieten dadurch viele ungefüllte Zwischenräume.

3.2.4 Betonzusatzmittel

Bei der Expositionsklasse XF4 (hohe Wassersättigung mit Taumittel) muss zwingend ein Luftporenbildner als Betonzusatzmittel eingesetzt werden. Bei XF2 und XF3 kann alternativ zum LP-Bildner die Widerstandsfähigkeit auch über die noch höhere Qualität der Betondeckung erzielt werden, also über die Begrenzung des w/z-Wertes.

3.3 Beherrschung von Rissen

Um die Bewehrungskorrosion des Stahlbetons in den auch planmäßig auftretenden Rissen zu kontrollieren, wird für die verschiedenen Expositionsklassen eine maximal zulässige Rissbreite definiert. Für die Expositionsklassen XC2, XC3, XC4, XS und XD sind das nach [1] bei Stahlbeton maximal 0,3 mm.

Allerdings reicht diese Begrenzung der Rissbreite bei einzelnen Anwendungen nicht mehr aus. Bei der Forderung nach Wasserundurchlässigkeit zeigte sich, dass diese Vorgehensweise häufig unzureichend ist. So wurden in der DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ [6] zwei weitere Vorgehensweisen als Entwurfsgrundsätze vorgegeben. Besonders der Entwurfsgrundsatz „Vermeidung von Trennrissen“ wird bei der in Überarbeitung befindlichen Richtlinie [7] noch stärker hervorgehoben.

3.3.1 Entwurfsgrundsatz a:

Vermeidung von Trennrissen

Bei diesem Entwurfsgrundsatz sollen Trennrisse durch die Festlegung von konstruktiven, betontechnologischen und ausführungstechnischen Maßnahmen vermieden werden. Dies wird weniger durch die

Bemessung der Bewehrung, sondern durch die Planung einer zwangarmen Konstruktion gewährleistet.

3.3.2 Entwurfsgrundsatz b:
Festlegung von Trennrissbreiten

Bei diesem Entwurfsgrundsatz sollen Trennrissbreiten so gewählt werden, dass der Wasserdurchtritt durch Selbstheilung begrenzt werden soll. Dazu muss Wasser durch die Risse sickern und die Risse dürfen nicht zu breit sein. Ist erst später mit anstehendem Wasser zu rechnen und wird eine hochwertige Nutzung geplant, sind weitere Maßnahmen notwendig.

3.3.3 Entwurfsgrundsatz c:
Festlegung von Trennrissbreiten mit planmäßigen Dichtmaßnahmen

Bei diesem Entwurfsgrundsatz sollen Trennrissbreiten zunächst so gewählt werden, dass sie die rechnerischen Trennrissbreiten nach [1], Abschnitt 7.3.1 auf der feuchtebeanspruchten Bauteilseite einhalten. Zusätzlich soll der Wasserdurchtritt in Kombination mit im Entwurf vorgesehenen planmäßigen Dichtmaßnahmen gemäß [6] erfüllen. „Ziel dieses Entwurfsgrundsatzes ist es, die Anzahl der Risse zu minimieren und diese Risse bei Beanspruchungsklasse 1 zielsicher abzudichten.“

Tab. 1: Einwirkungen und Schutzmechanismen von Beton

Einwirkung	Problem	Lösung	Umsetzung
Karbonatisierung	Bewehrungskorrosion	Betonrandzone und Porengefüge optimieren	w/z-Wert, Rissbreitenbegrenzung
Chloride	Bewehrungskorrosion/ Lochfraß	Betonrandzone und Porengefüge optimieren	w/z-Wert, Rissbreitenbegrenzung
Frost	Sprengwirkung/ Abmehlen	Betonrandzone optimieren, Luftporen einführen	w/z-Wert, LP-Mittel
Chemischer Angriff	Ablösung	Betonrandzone und Porengefüge optimieren, ggf. Schutzschicht	w/z-Wert, Rissbreitenbegrenzung, ggf. Schutzschicht
Mechanischer Verschleiß	Abrieb	Betonrandzone optimieren, besondere Gesteinskörnung	w/z-Wert, verschleißfeste Gesteinskörnung
Explosion			
Brand			
Risikostoffe			
Wasserundurchlässigkeit	Durchlässigkeit	Porengefüge / Rissprävention	w/z-Wert, Rissprävention
Gasundurchlässigkeit	Durchlässigkeit	Porengefüge / Rissprävention	w/z-Wert, Rissprävention
Strahlen	Durchlässigkeit	Besondere Gesteinskörnung	Strahlen hemmende bzw. schwere Gesteinskörnung
Hohe Temperaturen	Gefügestörungen Zementstein / Gesteinskörnung	Angepasste Gesteinskörnung	Gesteinskörnung mit ähnlichem Temperatureausdehnungskoeffizient
Tiefe Temperaturen	keins		
Chemischer Angriff außerhalb von XA	lösender oder treibender Angriff, ggf. Durchlässigkeit	Gutachterliche Stellungnahme, häufig Schutz der Oberfläche	Schutzschichten
Lärmschutz	Durchlässigkeit	Masse + Porosität	Normalbeton mit haufwerksporiger Leichtbetonvorsatzschale
Aquaplaning	Undurchlässigkeit	Porosität	Haufwerksporiger Normalbeton

3.4 Einsatz von Schutzschichten

Schon bei der Expositionsklasse XA3 sind Angriffswerte erreicht, bei denen die Betonoberfläche alleine nicht mehr dauerhaft ist. Hier muss mit einer Schutzschicht gearbeitet werden. Darüber hinaus gibt es verschiedene Beispiele, bei denen der Beton eine Schutzschicht benötigt: direkt befahrene Parkdecks, viele Bauteile im Bereich des landwirtschaftlichen Bauens und andere.

4 Literatur

- [1] DIN EN 1992-1-1 / DIN EN 1992-1-1/NA Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang, Beuth-Verlag 2011 / 2013
- [2] DIN Fachbericht 100: DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN 1045-2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Beuth-Verlag 2010
- [3] DVGW Arbeitsblatt A 300, Teil 1 Planung und Bau, Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e. V. 2014
- [4] DAfStb-Richtlinie "Instandhaltung von Betonbauteilen", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Gelbdruck Berlin 2016
- [5] Weigler, Helmut und Karl, Sieghart, Beton - Arten, Herstellung, Eigenschaften, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1989
- [6] DAfStb-Richtlinie "Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 2003
- [7] DAfStb-Richtlinie "Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton", Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Gelbdruck Berlin 2016

Autor

Dr.-Ing. Diethelm Bosold

InformationsZentrum Beton GmbH
Neustraße 1
59269 Beckum

Betoneigenschaften gegen hochdynamische Einwirkungen

Viktor Mechtcherine, Martina Götze und Iurie Curosu

Zusammenfassung

Der vorliegende Artikel befasst sich mit dynamischen und hochdynamischen Einwirkungen auf Beton und seinem Widerstand gegenüber solchen Beanspruchungen. Es wird ein Überblick über vorhandene Normen, diverse dynamische Lastfälle wie Impakt, Erdbeben und Explosion sowie über stattfindende Schädigungsprozesse und das charakteristische Materialverhalten gegeben. Des Weiteren werden materialbezogene Maßnahmen vorgestellt, die zielgerichtet den Betonzerstörungen infolge dynamischer Beanspruchungen entgegenwirken. Es werden die spezielle Beschaffenheit und Zusammensetzung der geeigneten Betonarten beschrieben, wie stahlfaserbewehrter Ultrahochleistungsbeton (UHPC) und hochduktiler Beton (SHCC). Die neuesten Ergebnisse aus dem einschlägigen Forschungsfeld des Institutes für Baustoffe der TU Dresden sowie innovative Ansätze hinsichtlich künftiger Materialentwicklungen mineralisch gebundener Faserverbundwerkstoffe für die Verstärkung impaktgefährdeter bestehender Bauwerke und Neubauten fließen in die Betrachtungen ein.

1 Einleitung

Die meisten heute existierenden sowie in Bau bzw. Planung befindlichen Gebäude und Bauwerke bestehen aus Beton oder Stahlbeton. Neben vielen Vorteilen dieser Bauweise weist sie auch einen bedeutenden Nachteil auf und zwar einen relativ geringen Widerstand gegen kurzzeitdynamische Belastungen, wie z. B. Stoß, Detonation oder Erdbeben. Dies ist in erster Linie auf die Sprödigkeit des Werkstoffs Beton zurückzuführen. Angesichts der stets zunehmenden Gefahr des Eintretens solcher dynamischer Beanspruchungen, z. B. durch Naturkatastrophen oder Terroranschläge, besteht weltweit dringender Handlungsbedarf im Hinblick auf die Gewährleistung der Sicherheit der Menschen und der für das Leben der Menschen wichtigen Infrastruktur.

Dynamische bzw. hochdynamische Beanspruchungen auf Beton stellen sowohl im Hoch- und Tiefbau als auch im Ingenieurbau ein hohes Gefährdungspotential zunächst für den eingesetzten Baustoff selbst, das unmittelbar betroffene Bauteil, in Ausweitung dessen für Gebäude und nicht zuletzt für die umgebenden Lebewesen und deren Umwelt dar. Betroffen können zudem wichtige Infrastrukturbauwerke aus Beton sein, wie Brücken, Tunnel, Straßen bzw. Autobahnen, die als Lebensadern für die Aufrechterhaltung des Verkehrs und zur Sicherstellung von Energieversorgungs- und Kommunikationseinrichtungen dienen. Ihre Zerstörungen ziehen weitreichende Folgen mit eingeschränkter oder gar unmöglicher Nutzung bzw. beträchtlichen Funktionseinbußen nach sich. Abgesehen von den eventuellen Personenschäden wird zur Wiederherstellung der

Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Infrastruktur ein immenser materieller bzw. finanzieller Aufwand benötigt, was sich u. a. auf deren Nachhaltigkeit negativ auswirkt.

Die höchste Gefährdungskategorie hochdynamischer Beanspruchung stellt das Katastrophenszenario einer Explosion dar. Dieses kann als Folge von Unfällen, Naturerscheinungen bzw. Anschlägen entstehen und infrastrukturelle Einrichtungen weiträumig vernichten. Außer der Freisetzung einer Luftstoßwelle können durch die wirkenden extremen Prozesse Partikeleinschläge auf der Betonoberfläche ausgelöst und danach einzelne Bauteile oder gesamte Gebäude zerstört werden.

Um den aufgeführten Gefahrensituationen zielgerichtet entgegenzutreten und die Ausmaße der Schäden durch hochdynamische Belastungen auf geringes Niveau zu reduzieren, müssen angepasste Betone mit speziellen Eigenschaften entwickelt und eingesetzt werden. Der Artikel setzt sich daher mit betontechnischen Lösungen auseinander, die die Folgen von hochdynamischen Einwirkungen auf Beton verringern sollen. Spezielles Augenmerk liegt dabei auf den stahlfaserbewehrten Ultrahochleistungsbetonen (engl.: ultra high performance concrete, UHPC) und auf den neuesten Forschungsergebnissen mit hochduktilen Betonen (engl.: strain-hardening cement-based composites, SHCC). Im Ausblick wird auf die künftigen Arbeiten an der TU Dresden im Rahmen des im Mai 2017 startenden Graduiertenkollegs der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) zum Thema „Impakt-Sicherheit von Baukonstruktionen durch mineralisch gebundene Komposite“ verwiesen.

2 Dynamische und hochdynamische Einwirkungen

2.1 Normativer Überblick

Betonbauteile werden während ihrer Nutzung vielfältigen einzeln oder zumeist gleichzeitig wirkenden Expositionen ausgesetzt und müssen diesen Beanspruchungen über viele Jahrzehnte nachhaltig gerecht werden. Normaler Beton ist ein quasi-spröder Baustoff, d. h. er versagt plötzlich, ohne Vorankündigung durch größere nichtelastische Verformungen. Bei der Planung und Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen sind sowohl lastunabhängige als auch lastabhängige Einwirkungen zu berücksichtigen [1], die letzteren im Allgemeinen als quasi-statische Belastungsfälle. Diese Fälle, bei denen eine relativ konstante Last, wie z. B. das Eigengewicht, über eine vergleichsweise lange Zeitdauer wirkt, sind in Normen geregelt, die Grundlage der Bemessung eines Bauwerkes bilden. Die im gültigen Eurocode 2 [2, 3] sowie in der DIN 1045-2 [4] aufgeführten Anforderungen an Beton berücksichtigen jedoch keine dynamischen bzw. hochdynamischen Belastungsfälle. Eine „erhebliche“ mechanische Betonbeanspruchung wird gemäß dieser Regelwerke lediglich mit dem Verschleißfall in den Expositionsklassen XM1 bis XM3 erfasst.

Der Eurocode 1 mit seiner relevanten Normenreihe DIN EN 1991 bezieht sich sowohl auf unterschiedliche Einflüsse auf Tragwerke, wie die ständige Einwirkungsart des Eigengewichts, die veränderliche Art von Nutzlasten im Hochbau, Schnee- bzw. Wind- oder Verkehrslasten als auch auf außergewöhnliche Einwirkungen. Letzteren ist der Teil DIN 1991-1-7 [5] gewidmet. Diese außergewöhnlichen Beeinflussungen betreffen vorzugsweise den Anprall von Straßenfahrzeugen auf stützende Unterbauten und Überbauten ebenso wie die Einwirkungen aus Gabelstaplern und Eisenbahnfahrzeugen bei Entgleisung sowie außergewöhnliche Einwirkungen aus Schiffsverkehr und harter Landung von Helikoptern auf Dächern. Außerdem bezieht sich Kapitel 5 in [5] auf Innenraumexplosionen, die in Gebäuden und Ingenieurbauwerken mit Gasanschluss oder Lagerung explosiver Stoffe wie Stäuben, Gasen, Flüssigkeiten, z. B. in chemischen Anlagen, Behältern, Bunkern, Wohnungen und Tunneln auftreten können. Es sind Strategien zur Begrenzung des lokalen Versagens, Schadensfolgeklassen, Risikogruppen, dynamische Anprallberechnungen, Regelungen und Bemessungen für die Sicherstellung von Ingenieurbauwerken gegen identifizierbare und nichtidentifizierbare außergewöhnliche Einwirkungen enthalten. Auf wirkende Anprallkräfte wird spezifisch eingegangen. Außergewöhnliche Einwirkungen aus Explosionen außerhalb von Gebäuden durch z. B. Terrorhandlungen werden nicht betrachtet. Der Begriff „Robustheit“

wird in DIN 1991-1-7 [5] wie folgt definiert: „Robustheit ist die Eigenschaft eines Tragwerkes, Ereignisse wie Brand, Explosion, Anprall oder Folgen menschlichen Versagens so zu überstehen, dass keine Schäden entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen.“ Die materialspezifische Thematik für die gezielte Auswahl von widerstandsfähigen Baustoffen wird in dieser Norm nicht beleuchtet.

Die Normenreihe DIN EN 1998 [6] des Eurocodes 8 gilt für die Bemessung, Auslegung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. Hauptziele sind hierbei die Sicherstellung des Schutzes menschlichen Lebens sowie die Erhaltung der Funktionstüchtigkeit wichtiger Bauwerke, u. a. von Brücken, Rohrleitungen, Tank- und Stützbauwerken, Türmen, Masten und Schornsteinen, im Lastfall eines Erdbebenereignisses.

Die Sprengwirkungshemmung hinsichtlich Fenster, Türen und Abschlüsse ist Thema der Normen DIN EN 13123-1 [7] und DIN EN 13124-1 [8]. Die Norm DIN 13541 [9] legt Prüfverfahren und Leistungsanforderungen für die Klasseneinteilung von sprengwirkungshemmenden Sicherheitssonderverglasungen für das Bauwesen fest. Bei der Prüfung wird der erforderliche Druckstoß z. B. in einem Stoßrohr erzeugt, um die Detonation einer Sprengladung nachzuahmen. Der Zweck besteht darin, die Menschen gegen Sprengstoff mit spezieller Verglasung zu schützen.

Zusammengefasst an dieser Stelle: Es gibt derzeit keine relevante Normung, die der Gefährdung durch dynamische bzw. hochdynamische Einwirkungen mit Verweis auf geeignete Betonqualitäten Rechnung trägt bzw. ein Konzept für die Herstellung von Beton mit dem erforderlichen Widerstand gegenüber kurzzeitdynamische Einwirkungen bietet.

2.2 Einteilung und Charakterisierung

Dynamische und hochdynamische Einwirkungen gehören zu den außergewöhnlichen Einwirkungen und finden blitzschnell, d. h. mit sehr hoher Geschwindigkeit im Bereich von Mikro- bis Millisekunden statt; sie werden der Kurzzeitdynamik zugeordnet. Zudem können hohe im Gigapascalbereich liegende Belastungsdrücke auftreten. In Abhängigkeit der speziellen Einwirkungsart können die Kraftbeaufschlagungen außerdem stark veränderlich sein.

Den auslösenden Ursachen zugeordnet werden beispielsweise Unfälle, Naturereignisse und kriegerische Handlungen. Zu diesen extremen Einwirkungen auf Beton gehören:

- sehr starker Wind,
- Steinschlag,
- Havarie,
- Flugzeugabsturz,
- Verkehrsunfall,
- Erdbeben mit herabfallenden Bauwerksteilen,

- Beschuss bei militärischen Operationen,
- Terroranschlag,
- Meteoriteneinschlag,
- Explosion.

Natürlich können auch in normalen Baubetriebsabläufen stoßartige Beanspruchungen vorkommen und zwar besonders bei:

- Aushüben von Baugruben,
- Abbrucharbeiten bei Bauen im Bestand,
- Prozessen der Bauausführung, wie dem Einrammen von Bohrpfählen und Bergbauarbeiten,
- Wirkung schweren Gerätes, wie Bohrhämmern und Schlagbohrmaschinen, Stemmarbeiten.

Infolge dessen entstehen in beteiligten bzw. auch benachbarten Bauteilen mehr oder weniger örtlich begrenzte Impakte. Die Wurzeln des allgemeinen Begriffes „Impakt“ sind im Lateinischen angesiedelt mit impactus = eingeschlagen. Impakt bedeutet demnach nichts anderes als Einschlag, Aufprall oder Anprall.

Um eine Abgrenzung zwischen den extremen Beanspruchungsarten für Betonstrukturen zu veranschaulichen, zeigt Abb. 1 verschiedene Belastungsformen mit den wirkenden Belastungsdrücken in Abhängigkeit der Verzerrungsrate [10].

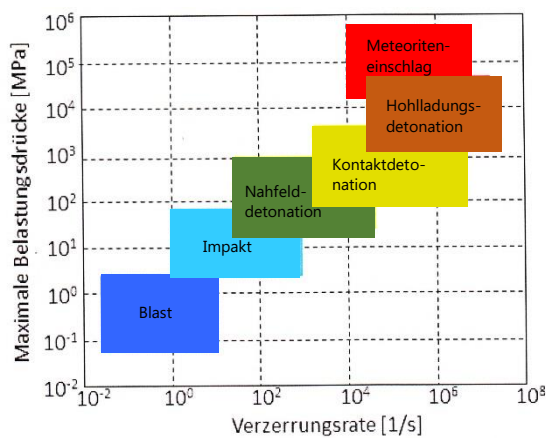


Abb. 1: Klassifizierung extremer Einwirkungen auf Betonstrukturen nach auftretender Verzerrungsrate und maximalen Belastungsdrücken [10]

Dabei bildet die Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}$, auch als Dehngeschwindigkeit bzw. Dehnrage bezeichnet, einen wichtigen Parameter für die Beurteilung einer dynamischen Einwirkung. Sie drückt die Längenänderung über die Belastungszeit aus und dient zur Klassifizierung der Geschwindigkeit mechanischer Verformungen [11].

In der Literatur wird zudem folgende Bezeichnung der Verzerrungsratenbereiche vorgefunden, siehe Tab. 1, nach [10]:

Tab. 1: Unterscheidung der Verzerrungsratenbereiche [10]

Verzerrungsratenbereich [s ⁻¹]	Bezeichnung
10 ⁻⁶ bis 10 ⁻⁴	quasi-statisch
10 ⁻⁴ bis 5 · 10 ⁻¹	moderat dynamisch
5 · 10 ⁻¹ bis 2 · 10 ²	hochdynamisch

Hochdynamische Beanspruchungen gehen sowohl mit hohen Verzerrungsraten als auch starken Belastungsdrücken einher. Die enormen Beaufschlagungen bei dynamischen/hochdynamischen Vorgängen mit Geschwindigkeiten von bis zu 30 m/s bei einem Auf-/Anprall, über 60 m/s bei starkem Wind, zirka 90 m/s bei einem Flugzeugabsturz bis hin zu 9000 m/s bei Kontaktdetonationen bzw. Explosionen bzw. mehr als 10000 m/s einem Meteoriteneinschlag bewirken äußerst kurzzeitige Beanspruchungen im Bauteil mit einem möglichen entsprechend hohen Schädigungsgrad.

Tab. 2 unterscheidet das Materialverhalten von Festkörpern in Abhängigkeit von ausgewählten Beanspruchungen mit ihren typischen Belastungsdauern [12].

Tab. 2: Charakterisierungen verschiedener dynamischer Beanspruchungen [12]

Beanspruchung	Belastungsdauer [s]	Materialverhalten von Festkörpern
Windlast	> 10 ¹	elastisch-viskoelastisch
Erdbeben	10 ¹	elastisch-plastisch
Flugzeugabsturz	10 ⁻¹	elastisch-plastisch, schädigend
Bombenpenetration	> 10 ⁻³	elastisch-plastisch, schädigend
K Kontaktdetonation	> 10 ⁻⁴	fluidähnlich, hydrodynamisch
Kometeneinschlag	> 10 ⁻⁵	Phasenübergänge

Dass eine stärkere Gefährdung durch Erdbeben in einigen Gebieten Deutschlands relevant ist, beweist die Darstellung der Erdbebenzonen bis zur Kategorie 3 in Abb. 2 aus [13], siehe auch erdbebengerechte Baunorm DIN EN 1998 [6]. Seismologisch aufgezeichnet werden Beben ab einer Magnitude von 4,5 auf der Richterskala. Wenngleich diese Naturerscheinungen hierzulande eine vergleichsweise geringe Stärke erreichen, können sie infolge der Schwingungen dennoch in den ausgewiesenen Flächen Schäden an Gebäuden, wie u. a. Risse, wankende Hochhäuser, eingestürzte Mauern bzw. Schornsteine hervorrufen und Verletzte bzw. gar Tote fordern. Im europäischen

Maßstab betrifft die Erdbeben thematik weitere Länder, wie Italien oder Griechenland, aber auch die Schweiz und Österreich.

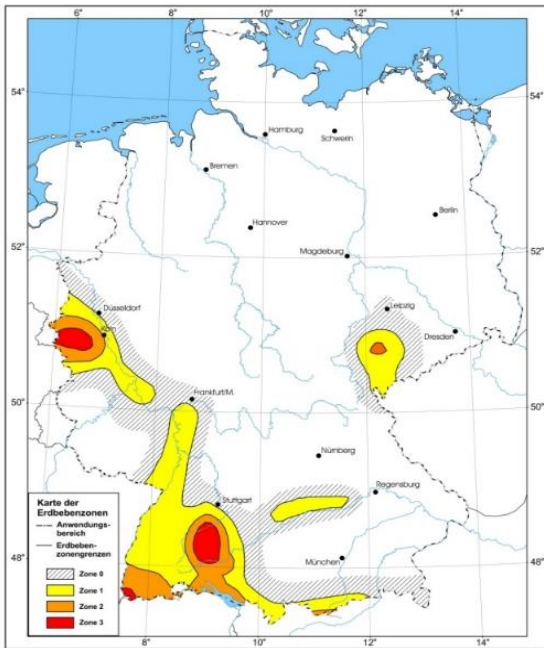


Abb. 2: Karte Erdbebenzonen in Deutschland [13]

Eine in der Natur oder von Menschenhand stattfindende Explosion ist ein physikalisches Ereignis, charakterisiert mit der innerhalb von Mikrosekunden abrupten Freisetzung riesiger Energiemengen auf sehr kleinem Raum mit damit verbundener Volumenausdehnung von Gasen, von Druck- und Temperaturanstiegen und einer Stoß- bzw. Detonationswelle. Sie kann verursacht werden durch chemische Reaktionen, ausgelöst in explosionsfähiger Atmosphäre, Selbstentzündung komprimierter Gase, wie bei vulkanischen Ausbrüchen oder auch z. B. durch Sprengstoffe bei Terror- oder Kriegsanschlägen. Die Freisetzung damit verbundener plötzlicher hoher Kräfte und deren Ausbreitung geschieht vom Explosionszentrum aus. Die bei Explosionen gesamte freiwerdende Energie, nicht nur die kinetische, wird in der gebräuchlichen Maßeinheit TNT-Äquivalent angegeben: TNT-Äquivalent = 1 kg TNT Sprengstoff = 4,184 MJ. Tab. 3 vergleicht, diversen einschlägigen Quellen entnommen, TNT-Äquivalente verschiedener Explosionsursachen.

Tab. 3: Vergleich TNT-Äquivalente unterschiedlicher Ereignisse

Ursache	TNT-Äquivalent [kg]
Feuerwerkskörper	< 0,001
Sprengsatz, terroristischer Anschlag	einige bis über 1000
1. Einschlag World Trade Center, 2001	3000
Erdbeben, Stärke 4	1 000 000

Folgerichtig können die oben aufgeführten stoßartigen Einwirkungen auf Beton einerseits einem breiten Spektrum zugeordnet werden und andererseits eine große Bandbreite hinsichtlich ihrer Geschwindigkeiten, Spitzendrücke und resultierenden Verformungen nach sich ziehen.

2.3 Beschreibung der Schädigungen

Die äußerst gravierenden Schädigungsformen des Betons bei stoß- bzw. impaktartiger Belastung werden, wie vorher beschrieben, durch die plötzlich herrschenden hohen Druckspannungen hervorgerufen und entsprechen verschiedenen Szenarien. Als zutreffendes ursächliches Beispiel sei an dieser Stelle die Penetration von Bomben in Beton aufgeführt. Typisch erscheint in diesem Fall eine mehr oder weniger lokal stattfindende Materialkomprimierung, in deren Folge es zur Zerstörung kommt, siehe Abb. 3 links [14]. Trifft ein Projektil auf ein Bauteil, so kann es in Abhängigkeit von Geometrie, Masse und Auftreffgeschwindigkeit aufschlagen, eindringen oder auch durchschlagen.

Bei einer Explosionseinwirkung allerdings stellt das Zugversagen die vorherrschende Versagensform dar. Abb. 3 rechts [14] zeigt ein beobachtetes Schadensbild nach dieser Beaufschlagung an einer mittig durchgesägten Betonplatte mit Abplatzungen und Rissen im kraternahen Bereich.

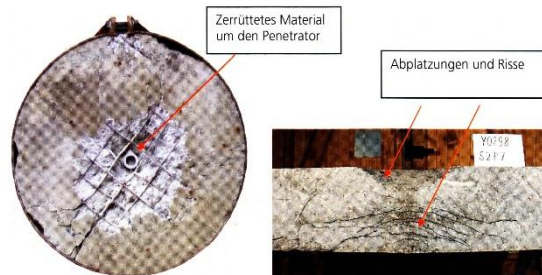


Abb. 3: Links: Beschuss eines bewehrten Betonkörpers mit steckendem Penetrator (Vorderseite), rechts: mittig durchgesägte Betonplatte nach Beanspruchung durch eine Kontaktladung (Explosionseinwirkung) [14]

Für die Schadenserfassung sind für die beiden Beaufschlagungen des Impakts sowie der extremen Explosion in diesem Zusammenhang zahlenwertmäßige Charakterisierungen wichtig, das heißt die Erfassung der Abmessungen von Kratertiefen und Abplatzungen der Betonerstörungen sowie die Bestimmung der Restfestigkeit des Betons im Kraterbereich. Damit lassen sich Aussagen über die statische Resttragfähigkeit einer Struktur oder die Widerstandsfähigkeit eines Betonkörpers auch gegen einen möglichen weiteren Impakt treffen [14].

Bei einem Hochgeschwindigkeitsaufprall trifft ein relativ kleiner Körper mit hoher Geschwindigkeit auf ein größeres Bauteil. Der Beschuss einer Betonwand

führt dazu, dass der übertragene Impuls auf die Wand insgesamt gering ist. Die Folge des Impaktors ist lokal begrenzt, wirkt allerdings mit großem Schaden.

In sehr vielen Fällen geht ein Impakt mit dem Eintrag von Stoßwellen in den Beton einher, wie im Ereignis eines Bebens, so dass es nicht nur an der direkt belasteten Seite zu Schädigungen kommt, sondern durch Ausbreitung ebenfalls an lastfernen. In der zeitlichen Abfolge sind ebenfalls mehrere sich überlagernde Impakte wahrscheinlich, die letztlich die Betonquerschnitte vollständig zerstören können.

Man unterscheidet in lokale Ereignisse, z. B. einen Impakt oder eine Detonation (Beschuss oder Kontaktdetonation) mit hoher Verzerrungsrate und erheblicher örtlicher Schädigung des Betongefüges. Diese Schädigung tritt dann zumeist lokalisiert an einem Bauteilabschnitt auf, wobei die Wahrscheinlichkeit des Ausfalls des direkt betroffenen Bauteils sehr hoch ist. Andererseits kann die Beaufschlagung auch global wirksam werden, wenn beispielweise größere Bauteilbereiche oder gesamte Bauteile mit vergleichsweise geringeren Verzerrungsraten betroffen sind, z. B. Beschuss aus weiterer Entfernung (Fernfeldexplosion oder Blast). Tab. 4 beinhaltet eine zahlenwertmäßige Unterscheidung zwischen lokaler und globaler Belastung, charakterisiert mit dem skalierten Abstand Z . Dieser wird gemäß dem Hopkinson'schen Skalierungsgesetz in Abhängigkeit der Sprengstoffmenge und dem Abstand zwischen Abschuss und Ziel berechnet [10].

Tab. 4: Unterscheidung Detonationsart [10]

skalierter Abstand Z [m/kg ^{1/3}]	Bezeichnung
≤ 0,5	Nah- oder Kontaktdetonation
> 0,5	Detonation im Fernfeld

Extrem hohe Verzerrungsraten sowie Drücke und die verschiedenartige Fortpflanzung der Druckwelle(n) an den direkten Kontaktbereichen auch unterschiedlicher Materialien bilden die Grundlage des Erscheinungsbildes der Betonzerstörung.

Äußerst verheerend zeigen sich die baustoff- bzw. bauwerklichen Zerstörungen infolge Explosion sowohl in abgeschlossenen Innenräumen als auch außerhalb, siehe Abb. 4 gemäß [15]. In Abhängigkeit des Ortes des explosiven Einschlages (z. B. durch Bomben) oder der Art der stattfindenden Explosion (z. B. durch Gase oder Treibstoffe) sei hier das negative Ereignis eines progressiven Einsturzes innerhalb eines Hochhauses genannt, dass dominoeffektartig durch das Ausbreiten der Stoßwelle in alle Richtungen hin zu seiner teilweisen oder gesamten Schädigung führen kann, vgl. die Attacke vom 11. September 2001 in den USA.



Abb. 4: Gasexplosion in einem Wohnhaus [15]

Tab. 5 beschreibt die Zerstörungsbilder in Abhängigkeit der Druckdifferenz der entstandenen Detonationswelle [16].

Tab. 5: Zerstörungswirkung der Explosionsdruckwelle [16]

Druckdifferenz [mbar]	Wirkung
30	leichte Schäden an Dächern, 10 Prozent der Fenster
70	teilweise Zerstörung von Häusern
140 bis 200	Einsturz von Mauerwerk
350 bis 500	nahezu vollständige Zerstörung von Gebäuden

Bei der räumlichen Ausbreitung der Druck- bzw. Luftstoßwelle wird diese aufgrund der Effekte der Reflexion und Transmission an Materialgrenzen im Beton zwischen Zuschlagskorn und Zementmatrix sowie an der Kontaktfläche zwischen Beton und Bewehrungsstahl ungeordnet gebrochen. Die Explosionsenergie wird beim Ausbreiten teilweise in Deformationsenergie und teilweise über Reibung in thermische Energie umgewandelt. Die Drücke werden bei der Wellenausbreitung geringer [12].

Ein tragisches Beispiel aus der jüngsten Vergangenheit bildet die gewaltige Doppelexplosion im Chemie-Unternehmen BASF-Werk Ludwigshafen im Oktober 2016 mit der Beteiligung von Hafenanlagen, begleitet von einem zehnstündigen Brand, siehe Abb. 5 aus [17]. Das ist leider kein Einzelfall, denn jährlich passieren allein in Chemiekonzernen etliche meldepflichtige Vorfälle im Zusammenhang mit Explosionen.

Sehr erstrebenswert ist das Vermögen von Bauteilen oder Infrastrukturen bei kritischen Einwirkungen möglichst in nur unbedeutenden Teilbereichen zu versagen, jedoch die volle Funktionsfähigkeit zu erhalten; man bezeichnet es mit „Resilienz“. Die eingetretene Zerstörung soll damit nicht zum Ausfall gesamter baustofflicher Strukturen und deren Umfeld führen.



Abb. 5: Explosionskraft, BASF Werk Ludwigshafen [17]

3 Motivation zur baustofflichen Weiterentwicklung

Beton- bzw. Stahlbetonbauwerke weisen i. d. R. ein relativ geringes Vermögen zur Energiedissipation bei kurzzeitdynamischen Belastungen auf, was in erster Linie auf die Sprödigkeit des Werkstoffs Beton zurückzuführen ist. So zeigt der im Allgemeinen gut erforschte normalfeste Beton unter dynamischer Belastung stets einen geringen Widerstand. Daher müssen zur Absicherung von Bauwerken und in Anbetracht der stets zunehmenden Gefahr des Eintretens dynamischer Beanspruchungen Materialien gefunden werden, die die dynamischen Kurzeitkräfte aufzunehmen und zu übertragen im Stande sind. Nur so lässt sich im erwünscht günstigsten Falle ein progressives Bauwerksversagen vermeiden.

Insbesondere wird die Eigenschaft Duktilität des baustofflichen Materials zur Grundvoraussetzung für die eingangs aus DIN 1991-1-7 [5] zitierte und erforderliche Robustheit gegenüber den geschilderten außergewöhnlichen Ereignissen, herrührend aus dynamischen bzw. hochdynamischen Beanspruchungen. Einem Impact, in welcher Form auch immer, entgegenzustehen, bedeutet dessen kinetische Energie wirksam umzuwandeln. Das beaufschlagte Material muss den hohen Verzerrungsraten standhalten können, die bei den großen Belastungsgeschwindigkeiten dynamischer Einwirkungen auftreten. Ganz konkrete Anforderungen im Fall eines Impact oder einer Explosion lassen sich vereinfacht folgendermaßen formulieren:

- Duktilität von Werkstoff und Konstruktion,
- Restfestigkeit des Werkstoffs und Resttragfähigkeit der Konstruktion,
- keine oder nur geringe Abplatzungen und Kraterbildungen,
- verringerte Fragmentierung.

Diese Anforderungen bedingen Forschungsbedarf in Bezug auf die Entwicklung neuartiger, mineralisch gebundener, duktiler Komposite.

4 Allgemeiner Forschungsstand

Ultrahochleistungsbetone (UHPC) besitzen gegenüber Normalbetonen erhöhte Druck- und Zugfestigkeiten jedoch auch eine hohe Sprödigkeit. Um Sprödigkeit der UHPC zu verringern, werden feine Stahlfasern zugegeben. Das führt zu einer erheblich verbesserten Zähigkeit und gesteigerten Resttragfähigkeit, so dass stahlfaserbewehrte Ultrahochleistungsbetone häufig als geeignete Materialien bei Impact-Belastungen vorgeschlagen werden [18, 19].

Obwohl das Energieabsorptionsvermögen der stahlfaserbewehrten UHPC im Vergleich zu Normalbetonen oder unbewehrten UHPC wesentlich erhöht wird, weisen diese eine frühe Versagenslokalisierung unter Zugbelastung und ein dehnungsentfestigendes Bruchverhalten auf. Die Zugfestigkeit solcher UHPC nimmt bei hochdynamischen Belastungen im Vergleich zum quasi-statischen Regime deutlich zu. Die Versagensmodi bleiben wegen der niedrigen Dehnratenempfindlichkeit des Stahlfaser-Matrix-Verbundes qualitativ und quantitativ unverändert. Das führt mit steigender Dehnrate kaum zur Steigerung der dynamischen Bruchenergie im Vergleich zur Bruchenergie bei quasi-statischer Belastung, während die Matrixzugfestigkeit des Betons zunimmt [18].

Mit einem gezielten Entwurf der Zusammensetzung des stahlfaserbewehrten UHPC und einer Anpassung des Faser-Matrix-Verbundes kann die Duktilität sowohl vor der Versagenslokalisierung durch Verfestigung und multiple Rissbildung, als auch während des Versagens (Entfestigung) bedeutend gesteigert werden [20, 21]. Derart dehnungsverfestigende UHPC oder UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete) weisen nicht nur höhere Zugfestigkeiten auf, sondern auch deutlich höhere Bruchdehnungen (bis zu 1 %) [20]. Dadurch wird eine signifikante Erhöhung der gesamten Bruchenergie erreicht. Weiterhin wurde festgestellt, dass bei solchen dehnungsverfestigenden UHPC bei erhöhten Belastungsraten nicht nur die Zugfestigkeit sondern auch die Bruchenergie steigt [21]. In diesem Fall bringt die Zunahme der Matrixzugfestigkeit durch die multiple Rissbildung vor der Entfestigung einen erheblich größeren Beitrag zur Energiedissipation.

Hinsichtlich hochdynamischer Beanspruchungen stellt der Explosionsfall die schärfste Beaufschlagung dar. Zum einen treten äußerst hohe Spannungen auf, zudem führen die sehr hohen Dehnraten zu einem veränderten Materialverhalten, was allgemein für Impact-Einwirkungen gilt. Die Wirksamkeit der stahlfaserbewehrten UHPC in Bauteilen unter Explosionseinwirkung wurde von verschiedenen Autoren untersucht. Ngo et al. [22] und Wu et al. [23] berichten über die Ergebnisse aus Experimenten mit Ductal-Platten, die bei auftretenden Explosionen mit kleinen (1 bis 3 m) und großen (30 bis 50 m) Abständen und

Reflexionsdrücken beaufschlagt wurden. Im Vergleich zu den Platten aus Normalbeton wiesen die Ductal-Platten eine verbesserte Tragfähigkeit, hohe Duktilität, niedrige bleibende Verformungen sowie ein hohes Vermögen zur Energieabsorption ohne Materialabsplitterung auf. Barnett et al. [24] untersuchten das Verhalten von stahlfaserbewehrten (2 und 4 Vol.-%) Ductal-Platten mit und ohne konventioneller Stahlbewehrung unter Einwirkung einer starken Sprengladung von 100 kg TNT-Äquivalent. Die stahlfaserbewehrten Platten mit konventioneller Stahlbewehrung zeigten hierbei sehr hohe elastische Verformungskapazitäten mit bleibenden Deformationen von 20 bis 50 mm. Letztere lagen bei den nicht stahlfaserbewehrten Platten deutlich höher und sie rissen über ihre gesamte Breite, verblieben aber in einem Stück ohne Absplitterungen. Yi et al. [25] führten vergleichende Untersuchungen an Platten aus Normalbeton, hochfestem Beton und stahlfaserbewehrtem UHPC hinsichtlich deren Verhalten bei Nahdetonationen im Abstand von 1,5 m mit 4 bis 16 kg ANC-Sprengstoffen durch. Als Ergebnis wurde ein verbessertes Verhalten der Platten aus stahlfaserbewehrtem UHPC erhalten. Die maximalen und die bleibenden Deformationen waren im Fall UHPC deutlich geringer. Außerdem wurde eine kontrollierte Rissbildung mit verringerten Abplatzungen festgestellt. Aoude et al. [26] untersuchten im Vergleich das Tragverhalten von Stahlbetonstützen aus Normalbeton und stahlfaserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton (UHPFRC) bei Explosionsbelastungen mit Hilfe eines Shock-Tubes. Die Ergebnisse zeigten, dass für UHPFRC die Widerstandsfähigkeit der Stützen deutlich stieg, die maximalen und bleibenden Verformungen reduziert wurden sowie die Explosionsbelastungen beim Versagen erheblich höher waren. Dieselbe Tendenz wurde bei der Erhöhung des Faservolumenanteils von 2 % auf 4 % beobachtet. Die Verwendung der UHPFRC hatte positive Auswirkung auf den Versagensmodus der Stützen. Es ergaben sich eine erhöhte Schadenstoleranz und keine Absplitterungen.

Auf dem Markt befindet sich ein patentierter, gleichmäßig mikrobewehrter und selbstverdichtender hochfester Beton, der DUCON-Beton® (DUctile CONcrete) [27]. Die Mikrobewehrung besteht aus räumlich verknüpften feinen Stahlmatten. Material und Art der Mikrobewehrung werden entsprechend der spezifischen Anforderungen an das jeweilige Bauteil angepasst. Die Eigenschaften des Spezialbetons sind insbesondere: sehr hohe Duktilität bei hoher Tragfähigkeit und hohe Energieabsorption ohne schlagartiges Reißen bzw. Brechen, auch von tragenden Bauteilen. Nach Herstellerangaben kann das Material größte dynamische Einwirkungen aufnehmen und gewährleistet zudem Splitterfreiheit bei Beschuss. Es wurde zum Schutz von Gebäuden und Fassaden gegen Erdbeben, Explosionen oder den

Aufprall eines LKWs entwickelt. Abb. 6 und 7 aus [27] veranschaulichen den hohen Explosions- und Trümmerschutz des Materials.



Abb. 6: Links: DUCON-Beton®, rechts: herkömmlicher Beton nach einem Explosionstest [27]

Im Vergleich zu Stahlbeton kann DUCON aufgrund seines höheren Widerstands mit halber Bauteilstärke sowie mit halbem Bauteilgewicht ausgeführt werden. Die Trümmerschutzschicht aus DUCON fängt den Stahlbeton ab und wirkt wie ein Fangnetz, das ein Herabfallen von Trümmerteilen verhindert und Personen und Anlagen schützt. Von der Firma wird als Referenz das neue World Trade Center in New York City aufgeführt, dass in mehreren Bereichen mit leichten und dünnen Explosionsschutzwänden und Trümmerschutzplatten versehen wurde.



Abb. 7: Trümmerschutzdecke aus DUCON-Beton® nach der Explosionslast [27]

Als ein weiteres Beispiel kreativer Werkstofferschaffung gegen explosive Anschläge sei die von naturfaserverstärktem Polymerbeton aufgeführt, der in Zusammenarbeit mit dem Fraunhofer Institut für Kurzzeitdynamik "Erst-Mach-Institut" in Efringen Kirchen erarbeitet wurde. Es handelt sich um ein hoch Energie absorbierendes Polymerbetonsystem, auch Biobeton genannt [28]. Es werden zerkleinerte Maisspindeln mit Epoxidharz, Quarzsand und einem Härter zu einem Polymerbeton vermischt. Durch das hohe Porenvolumen der Füllstoffe erreicht dieser Sonderbeton eine Porosität von 46 % bei einer Festigkeit nahe der von zementgebundenem Beton. Der Polymerbeton wird als äußere zweischalige Schutzschicht auf Gebäude aufgetragen. So ist er in der Lage, als Dämpfungsschicht zwischen Explosionsort

und Altbetonstruktur Blastwellen zu absorbieren. Damit wird die Druckspitze einer Explosion reduziert. Bei nahegelegenen Ereignissen führt dies zu einer deutlichen Schadensreduzierung, eine Zerstörung des gesamten Bauwerks wird verhindert. Einsatzgebiete sind u. a. Gebäude, Tunnel, Stützpfeiler und Kernkraftwerke.

5 Forschungsarbeiten am Institut für Baustoffe der TU Dresden

Für die Wirksamkeit der Schutz- und Verstärkungsschichten aus mineralisch basierten Kompositen hinsichtlich der Steigerung der Impakt- und Explosionsicherheit von Betonbauwerken spielt deren Vermögen zur Energiedissipation eine entscheidende Rolle. Daher sollen solche Komposite neben einer hohen Zugfestigkeit auch eine hohe Verformungskapazität bzw. Bruchenergie aufweisen. Am Institut für Baustoffe der TU Dresden wird intensiv an der Entwicklung von Betonen mit Faserbewehrungen gearbeitet, die ein hohes Arbeitsvermögen auch bei hochdynamischen Belastungen aufweisen. Dazu werden die Faser-Matrix-Interphasen experimentell und analytisch charakterisiert sowie Einflüsse auf das integrale Materialverhalten inklusive Rissbildungen erforscht.

Die entwickelten dehnungsverfestigenden, hochduktilen Betone (SHCC) sind Verbundwerkstoffe, welche aus feinkörnigen zementgebundenen Matrices und kurzen Polymerfasern bestehen. Das dehnungsverfestigende Verhalten unter quasi-statischer Zugbeanspruchung, siehe Abb. 8, geht mit multipler Rissbildung einher. Diese führt zu Bruchdehnungen von mehreren Prozent, was deutlich über den Dehnungskapazitäten der in Abschnitt 4 aufgeführten faserbewehrten UHPC liegt. Die Ausbildung zahlreicher Rissoberflächen sowie der partielle Auszug rissüberbrückender Fasern gewährleisten im Vergleich zu anderen mineralischen Baustoffen eine sehr hohe Energiedissipation.

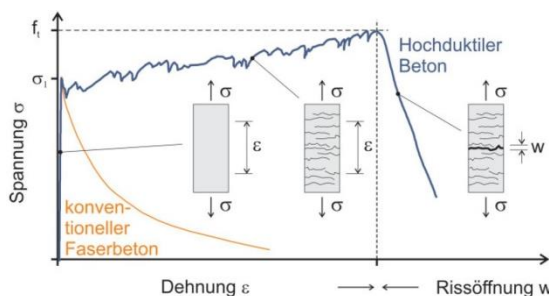


Abb. 8: Typische Spannungs-Dehnungsbeziehung von konventionellem Faserbeton und hochduktilen Betonen sowie von Rissbilder des hochduktilen Betons [29]

Am Institut für Baustoffe wurde die Auswirkung zunehmender Belastungsgeschwindigkeit auf die bei statischer Belastung nachgewiesenen positiven

Eigenschaften (hohe Bruchdehnung, feine Rissverteilung, hohe Bruchenergie) von SHCC erforscht [31]. In Spallationsexperimenten am sogenannten Split-Hopkinson-Bar wurden zylinderförmige Prüfkörper ($d = 75 \text{ mm}$, $l = 250 \text{ mm}$) aus normalfestem SHCC mit hydrophilen Polyvinylalkohol (PVA) Fasern bei Verzerrungsraten $> 140 \text{ s}^{-1}$ belastet und die Ergebnisse den gemessenen Eigenschaften bei quasi-statischen, zentrischen Zugversuchen gegenübergestellt. Für die Bestimmungen des E-Moduls und der Zugfestigkeit wurden ungekerbte zylindrische Prüfkörper und für die Ermittlung der spezifischen Bruchenergie gekerbte zylindrische Prüfkörper verwendet. Beim Übergang von quasi-statischer zu hochdynamischer Belastung wurde eine Steigerung der Zugfestigkeit des Komposites um den Faktor 6,7 festgestellt. Die spezifische Bruchenergie nahm um den Faktor 2,4 zu. Jedoch wurden dabei eine deutliche Abnahme der multiplen Rissbildung und eine Änderung des Versagensmodus vom ausgeprägten Faserreißen zum kompletten Auszug beobachtet.

Der negative Effekt der zunehmenden Dehnrate auf die Duktilität von SHCC lässt sich durch eine entsprechende Materialentwicklung deutlich reduzieren, z. B. durch den Einsatz hydrophober Polymerfasern aus hochdichtem Polyethylen (HDPE). Curosu et al. [30] analysierten das Zugverhalten zweier unterschiedlicher SHCC mit HDPE Fasern (SHCC-PE und HS-SHCC-PE) in quasi-statischem Regime und in Spallationsexperimenten. Diese SHCC wiesen auch unter Impakt-Belastungen eine sehr hohe Duktilität und eine hervorragende Energiedissipation auf. Im Gegensatz zu herkömmlichen Betonen, faserbewehrten Betonen oder sogar SHCC mit PVA-Fasern [31] konnte das Versagen der mit hydrophoben HDPE-Fasern bewehrten SHCC-Prüfkörper lediglich bei den gekerbten Proben erreicht werden [30]. Der in Abb. 9 gezeigte Prüfkörper aus hochfestem SHCC (HS-SHCC-PE) ist der einzige ungekerbte Prüfkörper mit HDPE-Fasern, bei dem eine Lokalisierung des Versagens auftrat (siehe Pfeil in Abb. 9). Die in der Abb. 9 zu sehende ausgeprägte multiple Rissbildung konnte bisher bei keinem anderen in Spallationsexperimenten untersuchten Betonen, einschließlich SHCC mit PVA-Fasern, festgestellt werden.

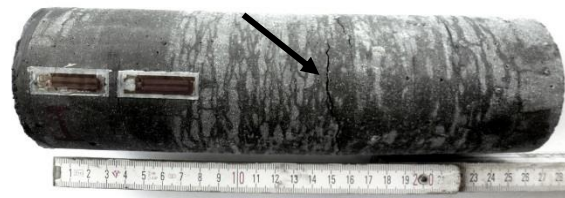


Abb. 9: Beschädigte Probe aus hochfestem SHCC nach einem hochdynamischen Zugversuch am Hopkinson-Bar [30] (für Sichtbarmachung des Rissmusters mit Wasser besprüht)

Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse der quasi-statischen und dynamischen Zugversuche an gekerbten Proben wurde eine Steigerung der spezifischen Bruchenergie um einen Faktor von 3,3 für normalfesten und von 4,2 für hochfesten SHCC mit HDPE-Fasern ermittelt. Die spezifische Bruchenergie beider SHCC betrug je nach Mischungszusammensetzung das 300- bis 500-fache der Werte für herkömmlichen Beton und mindestens das 3-Fache im Vergleich zum oben beschriebenen SHCC mit hydrophilen PVA-Fasern. Es lässt sich mutmaßen, dass die multiple Rissbildung nach dem Erreichen eines kompletten Versagens der Proben ausgeprägter sein dürfte. Das Versagen konnte jedoch mit der verwendeten Prüfvorrichtung nicht erreicht werden.

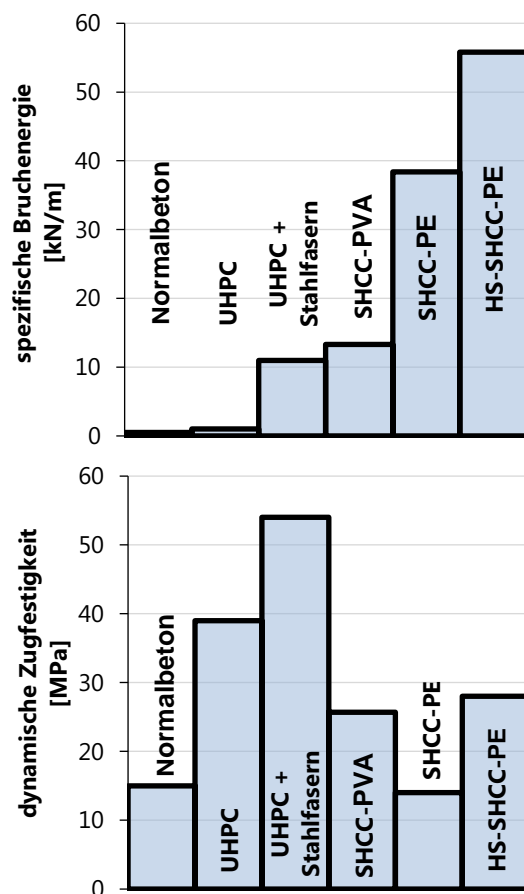


Abb. 10: Dynamische Materialeigenschaften von Normalbeton, UHPC, UHPC mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern ($l/d = 9 \text{ mm}/0,15 \text{ mm}$), SHCC-PVA [31], SHCC-PE und HS-SHCC-PE [30]

In Abb. 10 sind die mit Spallationsexperimenten bestimmten dynamischen Kennwerte Zugfestigkeit und spezifische Bruchenergie von SHCC den entsprechenden (mittleren) Kennwerten von Normalbeton und UHPC mit Stahlfasern gegenübergestellt. Obwohl die untersuchten SHCC-Zusammensetzungen hinsichtlich der Zugfestigkeit kein besonders hohes Leistungsvermögen aufwiesen, besaßen insbe-

sondere die mit HDPE Fasern bewehrten normalfesten SHCC (SHCC-PE) und hochfesten SHCC (HS-SHCC-PE) ein sehr hohes Energiedissipationsvermögen. Der Versagensmodus von SHCC blieb mit zunehmender Dehnrate unverändert. Die Bruchfläche wies einen sehr ausgeprägten Faserauszug auf. Dies ist offensichtlich auf den für SHCC-PE charakteristischen großen Unterschied zwischen der Festigkeit der Faser-Matrix-Interphase und der Zugfestigkeit der Fasern zurückzuführen, der im Hinblick auf die Faserausnutzung eine Reserve darstellt. Die Bruchflächen der HS-SHCC-PE-Prüfkörper zeigten einen fast vollständigen Faserbruch, d. h. nur ganz wenige Fasern lagen noch ungerissen vor. Dies lässt sich gut nachvollziehen, da die Zugfestigkeit der HDPE-Fasern im HS-SHCC-PE bereits unter quasi-statischen bzw. niederdynamischen Belastungen optimal ausgenutzt war.

Curosu et al. [32] untersuchten das Zugverhalten aller oben beschriebenen SHCC unter quasi-statischen und hohen Dehnraten von 120 s^{-1} an einem modifizierten Split-Hopkinson Bar. Die Prüfvorrichtung ermöglichte die Aufzeichnung der Spannungs-Dehnungs-Diagramme. Die SHCC verhielten sich unter hohen Dehnraten genau wie in den Spallationsexperimenten. Es wurde eine deutliche Erhöhung der Zugfestigkeit aller SHCC festgestellt. Im Gegensatz zu SHCC-PVA zeigten die beiden mit HDPE Fasern bewehrten SHCC auch unter hohen Dehnraten eine sehr ausgeprägte multiple Rissbildung. Während die mittlere Bruchdehnung bis zur Entfestigung des normalfesten SHCC mit HDPE Fasern (SHCC-PE) unter quasi-statischen Bedingungen bei 1,7 % lag, was auf den nicht ausreichend starken Faser-Matrix-Verbund zurückzuführen ist, stieg die Bruchdehnung unter hohen Dehnraten auf ca. 3 %, siehe Abb. 11.

Der positive Einfluss der Steigerung der Dehnraten auf den Faser-Matrix-Verbund führt zu günstigeren mikromechanischen Verhältnissen. Es kommt dadurch zu einer ausgeprägteren multiplen Rissbildung, zusätzlich zu höherer Zugfestigkeit und insgesamt zu einer viel höheren Bruchenergie (Fläche unter den Spannungs-Dehnungs-Kurven), siehe Abb. 11. Die Veränderung des Zugverhaltens von SHCC mit zunehmender Dehnrate liegt in den unterschiedlichen Dehnratenempfindlichkeiten der Polymerfasern, der zementgebundenen Matrix und der Interphase (Verbundzone) begründet. Mit zunehmender Dehnrate ändern sich die mechanischen Eigenschaften jeder der drei Phasen, jedoch nicht im gleichen Maße. Das führt zu einer deutlich ungünstigen (bei SHCC-PVA) oder günstigen (bei SHCC-PE) Veränderung der mikromechanischen Verhältnisse. Die treffsichere Charakterisierung dieser Änderungsmechanismen bildet die Voraussetzung des gezielten Entwurfes impaktresistenter SHCC.

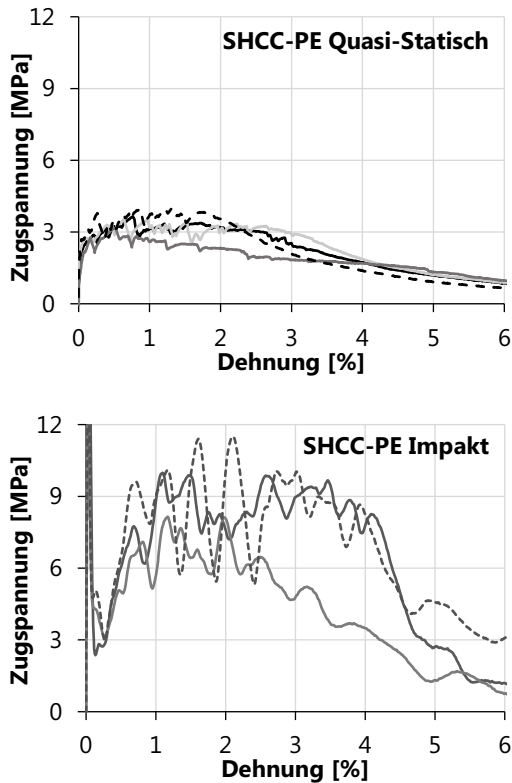


Abb. 11: Spannungs-Dehnungs-Diagramme von quasi-statischen (oben) und hochgeschwindigkeits- (unten) Zugexperimenten an normalfestem SHCC mit HDPE Fasern [32]

Einen vielversprechenden Ansatz zur gezielten Gestaltung der mechanischen Eigenschaften von Verbundwerkstoffen bei Impact-Einwirkungen stellt außerdem die Verwendung einer hybriden Bewehrung dar, vgl. Abb. 12, d. h. einer Kombination aus textilen Bewehrungslagen und disperser Kurzfaserbewehrung. Bei ersten orientierenden Versuchen zur Betonverstärkung wurden Textilien eingesetzt, die für quasi-statische Belastungsszenarien optimiert wurden. Die Vorversuche zeigten das große Potential von Textilstrukturen auch für impactbelastete Bauteile [33, 34]. Es wurde die Leistungsfähigkeit von mit Glasfasertextil bewehrtem Feinkornbeton geprüft und eine Zunahme der Zugfestigkeit und der Bruchenergie, aber eine Abnahme der Bruchdehnung mit zunehmender Verzerrungsrate gefunden [33]. Für längere Prüfkörper wurde eine deutliche Abnahme der Zugfestigkeit und der Bruchdehnung, jedoch eine Zunahme der gesamten Bruchenergie beobachtet.

Die noch nicht veröffentlichten Untersuchungsergebnisse des Instituts für Baustoffe der TU Dresden ergaben, dass durch die Zugabe von duktilen PVA-Fasern im Textilbeton die Bruchenergie bei quasi-statischer Belastung weiter gesteigert werden kann, siehe Abb. 12.

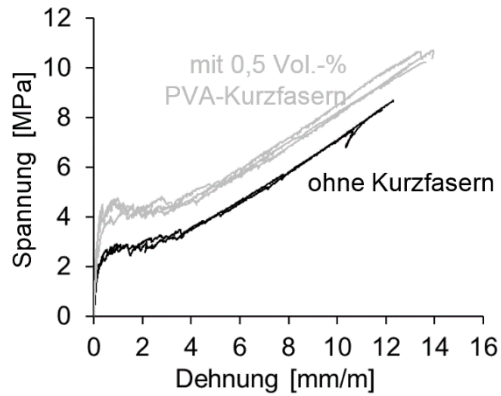


Abb. 12: Zugverhalten von Textilbeton ohne und mit Kurzfasern

Zusammenfassend veranschaulicht Abb. 13 die gewünschte Wirkung des hochduktilen, extrem Energie absorbierenden Materialverhaltens unter Impact-Beanspruchung.

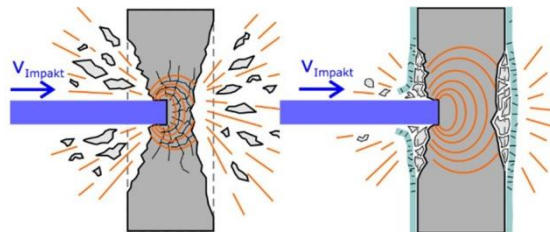


Abb. 13: Impact-Widerstand eines Betonbauteils ohne (links) und mit Verstärkung (rechts) durch neue mineralisch gebundene Komposite

In Abb. 13 befindet sich links ein Bauteil aus herkömmlichen Normalbeton ohne Verstärkungsschicht; charakteristisch ist das äußerst spröde Materialversagen mit immenser Materialabsplitterung infolge Impact-Einwirkung. Rechts ist der resultierende Impact-Widerstand eines Betonbauteils mit aufgebrauchter Verstärkung durch neue mineralisch gebundene Komposite schematisch dargestellt.

6 Ausblick

In allernächster Zukunft wird auf diesem Arbeitsfeld der Einwirkung hochdynamischer Beaufschlagung umfassende Forschungsarbeit geleistet werden. So wird an der TU Dresden ab Mai 2017 die erste 4,5-jährige Förderperiode des durch die DFG geförderten Graduiertenkollegs zum Thema „Impaktsicherheit von Baukonstruktionen durch mineralisch gebundene Komposite“ (GRK 2250) beginnen. Damit entsteht weltweit der erste interdisziplinäre Forschungsverbund, der sich mit der international hochaktuellen Fragestellung der Impaktsicherheit

von Gebäuden und Bauwerken befasst. Dabei soll die fachübergreifende Umsetzung der Thematik den gesamten Skalenbereich vom Werkstoff bis zum Bauwerk mit experimenteller Materialforschung auf der Mikro- und Mesoebene umfassen. Das innovative Forschungsgebiet bezieht sich insbesondere auf die:

- Entwicklung neuer duktiler mineralisch gebundener Komposite (Feinkornbetone) mit unterschiedlichen Faserbewehrungen, die im Vergleich zu Normalbeton ein deutlich verbessertes Verhalten gegen Impakt-Belastung aufweisen,
- Aufstellung neuer Konzepte und Bemessungsgrundlagen für die Verstärkung bestehender Betonkonstruktionen durch dünne Schichten aus diesen neuen hochduktilen Verbundwerkstoffen,
- Schaffung neuer Mess- und Auswertungsmethoden zur Untersuchung der beim Impakt stattfindenden Prozesse wie Wellenausbreitung, Verformungs- und Bruchvorgänge etc.,
- Formulierung neuer Methoden zur numerischen Simulation impaktbeanspruchter neuartiger Komposite und damit verstärkter Betonstrukturen mit Kopplung unterschiedlicher Raum- und Zeitskalen,
- Bildung neuer Ansätze für Sicherheitsbeurteilungen und ökonomisch-ökologische Bewertungen.

Das zentrale Ziel des geplanten Graduiertenkollegs ist, bestehende Gebäude und Bauwerke durch Applikation von flächigen, dünn-schichtigen Verstärkungen deutlich widerstandsfähiger zu machen. Durch die Verwendung neuartiger mineralisch gebundener Komposite soll die Sicherheit der Menschen und der für das Leben der Menschen wichtigen Infrastruktur signifikant erhöht werden. Die entwickelten Grundlagen werden außerdem das wirtschaftliche und ökologische Bauen von neuen, gegen Impaktbeanspruchungen höchstresistenten Strukturen ermöglichen.

7 Literatur

- [1] Zement-Merkblatt B 9: Expositionsclassen für Betonbauteile im Geltungsbereich der EC2 (9.2014), Herausgeber: Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- [2] DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Ausgabe 2011-01
- [3] DIN EN 1992-1/NA: Nationaler Anhang: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Ausgabe 2013
- [4] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zur DIN EN 206-1; Ausgabe 2008-08
- [5] DIN EN 1991-1-7 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Erdbeben - Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen; Ausgabe 2010-12
- [6] DIN EN 1998 Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teile 1-6; Ausgaben 2006 bis 2013
- [7] DIN EN 13123-1: Sprengwirkungshemmung – Anforderungen und Klassifizierung, Teil 1: Stoßrohr; Ausgabe 2001-10
- [8] DIN EN 13124-1: Sprengwirkungshemmung – Prüfverfahren, Teil 1: Stoßrohr; Ausgabe 2001-10
- [9] DIN 13541: Glas im Bauwesen – Sicherheitssonderverglasung – Prüfverfahren und Klasseneinteilung des Widerstandes gegen Sprengwirkung; Ausgabe 2012-06
- [10] Millon, O. (2015) Analyse und Beschreibung des dynamischen Zugverhaltens von ultra-hochfestem Beton, Dissertation am Institut für Baustoffe der TU Dresden, Schriftenreihe ϵ - Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik, Heft 27, Fraunhofer Verlag, Stuttgart
- [11] Riedel, W. (2004): Beton unter dynamischen Lasten - Meso- und makromechanische Modelle und ihre Parameter, Dissertation, Schriftenreihe ϵ - Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik, ISBN 3-8167-6340-5
- [12] Beton-Kalender 2012: Infrastruktur-Befestigungstechnik-Eurocode 2; Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner; Ernst & Sohn Berlin (2012)
- [13] http://www.gfz-potsdam.de/din4149_erdbebenzonenabfrage/ (abgefragt am 23.11.2016)
- [14] Schuler, S. (2004) Experimentelle und numerische Untersuchung zur Schädigung von stoßbeanspruchtem Beton, Dissertation, Schriftenreihe ϵ - Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik, Heft 6, Fraunhofer-Institut, Freiburg
- [15] <http://www.mz-web.de/> (abgerufen 29.11.2016)
- [16] <http://www.linkfang.de/wiki/Detonationswelle> (abgefragt am 29.11.2016)

- [17] <http://www.swr.de/landesschau-aktuell/rp/ludwigshafen/basf-explosion-in-ludwigshafen-falsches-rohr-angesaegt/-/id=1652/did=18377274/nid=1652/18v2gev/> (abgefragt am 25.11.2016)
- [18] Nöldgen, M., Millon, O., Thoma, K., Fehling, E. Hochdynamische Materialeigenschaften von Ultra-hochleistungsbeton (UHPC). Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 11, 717-727
- [19] Scheydt, J.C., Millon, O., Müller, H.S., Thoma, K. Entwicklung eines brandbeständigen ultrahochfesten Betons für hochdynamische Beanspruchungen. Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012) 5, 289-301
- [20] Wille, K., El-Tawil, S., Naaman, A.E. Properties of strain-hardening ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. Cement and Concrete Composites 48 (2014), 53-66
- [21] Park, S., Kim, D.J., Kim, S.W. Investigating the impact resistance of ultra-high-performance fiber reinforced concrete using an improved strain energy impact test machine. Construction and Building Materials 125 (2016), 145-159
- [22] Ngo, T., Mendis, P., Krauthammer, T. Behavior of ultrahigh-strength prestressed concrete panelssubjected to blast loading. ASCE J Struct Eng 2007 133 (1), 1582-90
- [23] Wu, C., Oehlers, D.J., Rebentrost, M. Leach, J., Whittaker A.S. Blast testing of ultra-high performance fibre concrete slabs and FRP retrofitted RC slabs. Eng Struct 2009; 31(9), 2060-9
- [24] Barnett, S., Millard, S., Tyas, A., Schleyer, G. Blast tests of fibre-reinforced concrete panels. Proc ICE Constr Mater 2010; 163(3), 127-9
- [25] Yi NH, Kim JHJ, Han TS, Cho, YG, Lee, JH. Blast-resistant characteristics of ultra-high strength concrete and reactive powder concrete. Constr Build Mater 2012; 28(1), 694-707
- [26] Aoude, H., Dagenais, F.P., Burrell, R.P., Saatcioglu, M. Behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete columns under blast-loads. International Journal of Impact Engineering 80 (2015), 185-202
- [27] <http://ducon.eu/>: DUCON Europe GmbH Co. KG, Germany, 64546 Mörfelden-Walldorf, Farmstraße 118 (abgerufen am 01.12.2016)
- [28] Trickes, N.: Polymerbeton - Naturfaserverstärkt und seine Einsatzmöglichkeiten, Produktpräsentation. <http://www.trickes-mineralguss.com> (abgerufen am 01.12.2016)
- [29] Mechtcherine, V. Hochduktiler Beton mit Kurzfaserbewehrung - Baustoffliche Grundlagen und bautechnische Anwendungen. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) 1, 50-58
- [30] Curosu, I., Mechtcherine, V., Millon, O. Effect of fiber properties and matrix composition on the tensile behavior of strain-hardening cement-based composites (SHCCs) subject to impact loading. Cement and Concrete Research 82 (2016) 23-25
- [31] Mechtcherine, V., Millon, O., Butler, M., Thoma, K. Mechanical behavior of strain hardening cement-based composites under impact loading. Cement Concrete Composites, 33 (2011) 1-11
- [32] Curosu, I., Mechtcherine, V., Forni, D., Cadoni, E. Influence of fibre type on the tensile behaviour of strain-hardening cement-based composites (SHCC) under impact loading. In: Proceedings of the 22nd DYMAT Technical Meeting, Frankreich, 2016
- [33] Silva, F. A., Butler, M., Mechtcherine, V., Zhu, D., Mobasher, B. Strain rate effect on the tensile behaviour of textile-reinforced concrete under static and dynamic loading. Materials Science and Engineering A 528 (2011) 1727-1734
- [34] Yao, Y., Silva, F.A., Butler, M., Mechtcherine, V., Mobasher, B. Tension stiffening in textile-reinforced concrete under high speed tensile loads. Cement and Concrete Composites 64 (2015) 49-61

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine

Institut für Baustoffe
Technische Universität Dresden
Georg-Schumann-Straße 7
01187 Dresden

Dipl.-Chem. Martina Götze

Institut für Baustoffe
Technische Universität Dresden
Georg-Schumann-Straße 7
01187 Dresden

M.Sc. Iurie Curosu

Institut für Baustoffe
Technische Universität Dresden
Georg-Schumann-Straße 7
01187 Dresden

Konstruktive Aspekte zur Verminderung von Explosionsschäden

Manfred Keuser und Tobias Zircher

Zusammenfassung

Explosionsbelastungen zählen zu den außergewöhnlichen Einwirkungen. Für die Bemessung und Konstruktion sind über das Standard-Regelwerk hinaus wesentliche Aspekte zu berücksichtigen, um Stahlbetontragwerke sicher und zuverlässig zu bemessen. In diesem Beitrag wird zunächst auf die Grundlagen des Material- und Bauteilverhaltens unter hohen Belastungs- und Verzerrungsgeschwindigkeiten eingegangen. Nach einer Beschreibung von Lastansätzen werden deren Auswirkungen auf Stahlbetonkonstruktionen beschrieben. Im Anschluss hieran werden Berechnungsverfahren und Entwurfskonzepte für die konstruktive Durchbildung aufgezeigt. Daran schließt sich die Vorstellung von ausgeführten Beispielen von Bauwerken aus Stahlbeton, die für Explosionsbeanspruchung ausgelegt sind.

1 Einleitung

Für die Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung von Stahlbetonkonstruktionen existiert ein umfangreiches Regelwerk, insbesondere die Eurocodes [2], [3], [4], das für die große Mehrzahl der auftretenden Belastungen eine zuverlässige Bemessung ermöglicht. Ergänzt wird dieses Regelwerk durch umfangreiche Fachliteratur und den FIB Modelcode [7]. Neben den planmäßigen Einwirkungen können Bauwerke im Verlauf ihres Lebenszyklus auch durch außergewöhnliche Einwirkungen wie Anprall, Explosion und Impakt beaufschlagt werden. Dabei treten in den Baustoffen hohe Verzerrungsraten und Drücke auf, die zu Kompaktion und Schädigungen führen, die bei üblichen statischen und dynamischen Beanspruchungen vernachlässigbar sind.

In den üblichen Regelwerken wird hierauf nur in kurzer Form eingegangen. Dies ist zum einen der Tatsache geschuldet, dass insbesondere Auswirkungen von Explosion und Impakt nicht nur in Anlagen der chemischen Industrie und bei Kernkraftwerken untersucht werden, sondern ganz besonders beim Militär und vieles dabei der Geheimhaltung unterliegt. Zum anderen wurde in der Vergangenheit auf diesem Gebiet zwar eine große Zahl von Forschungsprojekten erfolgreich abgeschlossen, es besteht jedoch nach wie vor erheblicher Forschungsbedarf. Nicht zuletzt durch die Häufung von terroristischen Anschlägen ist das Thema der Explosionsbelastung, die häufig auch von Brandereignissen begleitet ist, in den Fokus der Öffentlichkeit getreten.

Aufbauend auf einen Aufsatz im Betonkalender 2012 [10] wird in diesem Beitrag auf die Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung von bewehrten Betonkonstruktionen unter Explosionsbelastung eingegangen. In Tab. 1 sind die unterschiedlichen Arten von Belastungen in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit und der Belastungsdauer zusammengestellt, Explosionsbelastungen sind dabei der Kurzzeitdynamik zuzuordnen.

Tab. 1: Beanspruchungsarten in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und der Verzerrungsrate [10]

Beanspruchung	Belastungsgeschwindigkeit [m/s]	Belastungsdauer [s]	Verzerrungsrate [1/s]	Materialverhalten von Festkörpern
Quasistatische Last z.B. Verkehrslast	~ 0	> 10 ¹	< 10 ⁻⁵	weitgehend elastisch
Windlast	< 60	> 10 ¹	< 10 ⁻⁴	elastisch-viskoelastisch
Erdbeben	< 3000*	10 ¹	10 ⁻³ – 10 ⁰	elastisch plastisch
Flugzeugabsturz	< 90	10 ⁻¹	< 10 ²	elastisch plastisch, schädigend
Bombenpenetration	< 500	> 10 ⁻³	< 10 ⁴	elastisch plastisch, schädigend
Kontaktdetonation	< 9000	> 10 ⁻⁴	< 10 ⁷	fluidähnlich, hydrodynamisch
Kometeneinschlag	> 10000	> 10 ⁻⁵	< 10 ⁹	Phasenübergänge

*Geschwindigkeit der Wellen im Baugrund, hervorgerufen durch ein Erdbeben. Die Belastungsgeschwindigkeit von Konstruktionen unter einer Erdbebeneinwirkung ist wesentlich geringer.

Je nach Art der Explosionsbelastung treten unterschiedliche Phänomene in der Struktur auf und es sind neben den globalen Auswirkungen auf das Tragverhalten wie z.B. Masseeffekte durch die Beschleunigung von Bauteilen gegebenenfalls auch lokale Effekte infolge der in das Material eingeleiteten Druckwellen zu berücksichtigen.

Abb. 1 ordnet Belastungsszenarien den dabei auftretenden Verzerrungsraten zu.

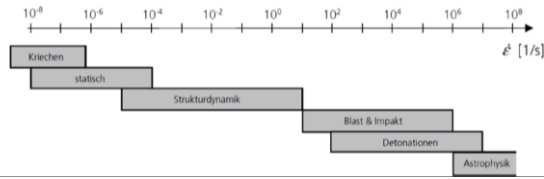


Abb. 1: Einordnung verschiedener Belastungsszenarien anhand der Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}$ [16]

2 Einwirkungen

Gasexplosionen in Wohngebäuden, Unfälle in technischen Anlagen mit folgenden Explosionen und der Transport von explosionsgefährdeten Gütern sind Ereignisse die Menschen und die gesamte Infrastruktur bedrohen. Des Weiteren besteht derzeit eine hohe Gefahr durch terroristische Anschläge, die nicht plan- und kalkulierbar sind.

Der Lastfall Explosion hat aus den genannten Gründen an Bedeutung gewonnen. Für bekannte Gefährdungen wie Kraftwerksunfälle oder Staubexplosionen gibt es Störfallverordnungen und Richtlinien. Terroristische Angriffe finden jedoch nicht „genormt“ statt und es werden zu ca. 85% explosive Stoffe verwendet. Jedes mögliche terroristische Szenario ist im Einzelnen zu prüfen und zu bedenken. Unter Betrachtung der Eintretenswahrscheinlichkeit und des damit vorhandenen Risikos können Polizei, Bauherr und Versicherung ein individuelles Gefährdungsszenario festlegen.

Der Ingenieur ist bei der Festlegung des Risikos nicht zwingend beteiligt, sollte aber in beratender Funktion hinzugezogen werden. Für die Einordnung von hochdynamischen Einwirkungen auf Bauteile hat sich in der Vergangenheit die Verzerrungsrate $\dot{\epsilon}$ als Ableitung der Verzerrung im Material nach der Zeit und die Belastungsgeschwindigkeit als geeigneter Parameter erwiesen.

Bei Explosionen ist in Kontakt-, Nah- und Fernfeldexplosionen zu unterscheiden. Es werden dabei Verzerrungsraten von 10^1 bis 10^7 1/s in der Bauteilstruktur erzeugt. Zusätzlich ist bei Explosionen zu unterscheiden in Detonation (Überschallexplosion) und Deflagration (Unterschallexplosion). Militärische Sprengstoffe besitzen eine Detonationsgeschwindigkeit von ca. 8000 m/s. Im Folgenden werden die Fernfeld-, Nahfeld-, Kontaktdetonation näher erläutert und zusätzlich wird kurz auf Impakteinwirkungen eingegangen.

2.1 Fernfeldexplosionen

Als Fernfeldexplosionen werden Detonationen bezeichnet, die einen deutlichen Abstand zu möglichen Zielen besitzen. Nachdem die Detonationsfront den Sprengstoff durchlaufen hat, trifft sie die umgebende Luft und erzeugt eine Stoßwelle (Blast). Idealerweise kommt es zu einer kugelsymmetrischen Druckausbreitung und damit können die Explosionsparameter, Druck, Zeit und Impuls analytisch berechnet werden.

Der üblicherweise vorhandene Druck-Zeit-Verlauf einer Fernfeldexplosion ist charakterisiert durch die Druckanstiegszeit im Nanosekundenbereich, den Spitzenüberdruck, die Überdruckphase im Millisekundenbereich und die Unterdruckphase (Sogphase) (Abb. 2).

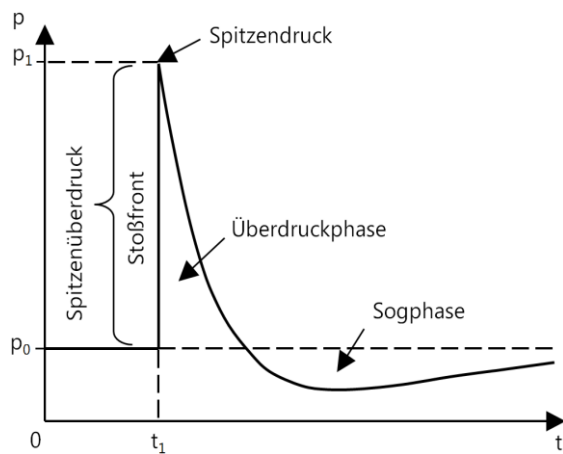


Abb. 2: Idealisierter Druck-Zeit-Verlauf und Definitionen [10]

Der Spitzenüberdruck wird aus der Differenz von Spitzendruck p_1 und Umgebungsdruck p_0 berechnet. Die Anstiegszeit und damit die Intensität der Stoßfront sind für praktische und theoretische Analysen vernachlässigbar und werden als Drucksprung angenommen. Trifft die Luftstoßwelle jedoch auf ein starres Hindernis (z.B. Bauteil eines Gebäudes), dann steigt der Spitzenüberdruck auf das ca. 2,8-fache gegenüber einer ungehinderten Wellenausbreitung an.

Die Partikel einer Luftstoßwelle können bei einem Hindernis nicht frei reflektiert werden, weil die Luft weiter nachströmt und somit entsteht ein zusätzlicher Staudruck, der auch dynamischer Druck genannt wird. Es entsteht der reflektierte Überdruck, der auf das Bauwerk einwirkt und in der Folgenden Abb. 3 mit dem roten Graphen dargestellt ist.

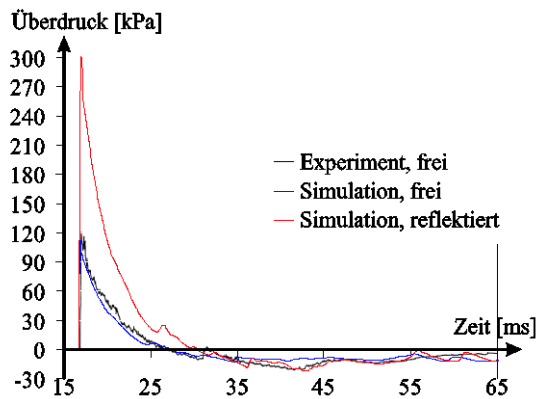


Abb. 3: Überdruck-Zeit-Verläufe: gemessen und berechnet [10]

Die daraus resultierende Bemessungslast p_2 bildet bei senkrechten Reflexionen an starren Oberflächen der reflektierte Überdruck-Zeit-Verlauf:

$$p_2 = p_1 \frac{p_1(3\gamma-1) - p_0(\gamma-1)}{p_1(\gamma-1) + (\gamma+1)} \quad (1)$$

mit p_1 = einfallende Druck
 p_0 = Umgebungsluftdruck
 γ = Isotropenexponent

Die vollständige Herleitung der Gleichung (1) ist den Quellen [10], [12] zu entnehmen. Dieser Lastansatz kann bei ausreichend steifen Bauteilen z.B. Stahlbetonstützen angewandt werden. Bei komplexen Umgebungsbedingungen mit Mehrfachreflexionen sind numerische Simulationen mit CFD-Programmen (Computational Fluid Dynamics) zur Bestimmung der Druckbelastung unerlässlich.

Die Ergebnisse der CFD Analysen können jedoch mit den in der Literatur [10], [12] angegebenen Formeln verglichen und somit abgeschätzt und verifiziert werden.

2.2 Nahfeldexplosionen

Die Definition ob Nahfeld- oder Fernfeldexplosion wird über den Abstand vom Detonationsort zum Ziel, und über die Menge des Explosionsstoffes getroffen. Dazu wurde der „skalierte Abstand“ $z = R/W^{1/3}$ (R = Abstand, W = Explosivmasse) eingeführt, um den Zusammenhang darzustellen und eine Einstufung in Nahfeld- und Fernfeldexplosion zu ermöglichen.

Ist der Wert $z > 0,5 \text{ m/kg}^{1/3}$ wird von einer Fernfeldexplosion gesprochen. Ist $z < 0,5 \text{ m/kg}^{1/3}$ so kann von einer Nahfeldexplosion ausgegangen werden. Die Nahfeldexplosion hat somit Einwirkungsbestandteile aus Kontakt- und Fernfeldexplosionen. Für die Ermittlung der maßgebenden Lasten auf ein Bauteil ist deshalb eine CFD Analyse erforderlich.

2.3 Kontaktexplosionen

Bei Kontaktexplosionen befindet sich die Ladung direkt am Bauteil und die einwirkenden Beanspruchungen sind in der Regel zerstörend. Bei Kontaktexplosionen werden nur lokale Bereiche eines Bauteils geschädigt oder zerstört, vgl. Abb. 4. Dies kann zum völligen Versagen eines Bauteils führen

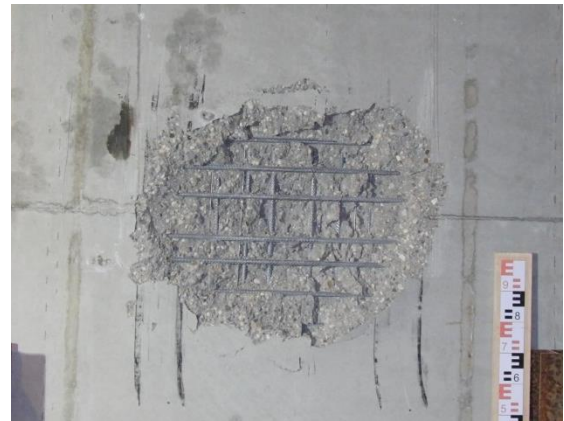


Abb. 4: Rückseite einer Stahlbetonplatte mit 2,0x2,0x0,3 m nach einer Kontaktexplosion mit 850 g PETN

Somit ist es von großer Bedeutung, dass gefährdete Bauwerke redundant ausgeführt werden und der mögliche Einsturz eines Bauwerks durch eine Lastumlagerung vermieden wird. In der nachfolgenden Abb. 5 ist die Einwirkung aus einer Kontakt detonation auf eine Stahlbetonplatte schematisch dargestellt.

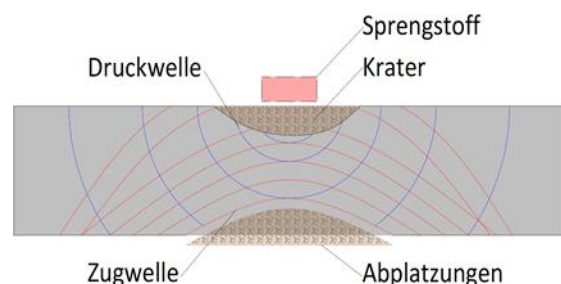


Abb. 5: Schematische Darstellung einer Kontaktexplosion

Im Bereich rund um den Sprengstoff wird der Beton infolge hoher Druckspannungen zerstört. Diese Druckwellen wandern durch das Bauteil und werden am freien Rand (Bauteilrückseite) zu einer Zugwelle reflektiert. Die dabei auftretenden Zugspannungen überschreiten die Betonzugfestigkeit um ein Vielfaches und Betonabplatzungen sind die Folge.

Somit stellt sich das typische Schädigungsbild einer Kontakt detonation ein mit Druckschädigungen auf der Seite der Ladung und eines Abplatzungskegels auf der Bauteilrückseite.

2.4 Impaktbelastung

Impaktbelastungen können mit geringen Geschwindigkeiten ≤ 30 m/s beispielsweise durch den Aufprall eines Ankers auf dem Deckel eines Tunnels am Meeresboden, als auch im hohen Geschwindigkeitsbereich ≥ 800 m/s durch den Beschuss eines Bauteils entstehen. Trifft ein Fragment oder Projektil mit hohen Geschwindigkeiten auf ein Bauteil, so kann es aufschlagen, eindringen und durchdringen. Diese Einwirkung wird maßgeblich durch Masse, Auftreffwinkel, Auftreffgeschwindigkeit und Geometrie des Impaktors beeinflusst [10].

Viele Projektile haben inzwischen an der Spitze eine optimierte Ogivenform um maximale Penetrationstiefen zu erreichen [8]. Bei Normalbeton ist auf der Widerstandsseite insbesondere die Bauteildicke von Bedeutung. Die Bewehrung ist beim Lastfall Beschuss von untergeordneter Bedeutung. Die Wirkung eines Impaktors ist sehr lokal und hat in der Regel keinen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit eines Bauteils.

Zur Reduzierung der Penetrationstiefe aus Beschuss ist die Zugabe von sehr harten Gesteinskörnungen ein probates Mittel. Für die Berechnung der Penetrationstiefe mit verschiedenen Ansätzen geben Li [15], Yankelevsky [17] und Kennedy [14] einen guten Überblick.

2.5 Auswirkungen auf Stahlbetonbauteile

Die Auswirkungen auf Stahlbetonbauteile sind für die in 2.1 bis 2.4 beschriebenen Schadensszenarien sehr unterschiedlich. Bei Belastungen aus Fernfeldexplosionen werden Bauteile wie beispielsweise Wände oder Decken mit sehr hohen Druck- und Sogkräften belastet, die auch im Wechsel auftreten können.

Ein Versagen der belasteten Bauteile auf Biegung in Bauteilmitte oder auf Querkraft bzw. Abscheren ist eine Folge. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der wechselnden Druck- und Sogbelastung eine Lastumkehr erfolgen kann. Bauteile bei denen dies möglich ist, sind somit für beide Einwirkungsszenarien konstruktiv durchzubilden.

Kontaktexplosionen zeigen ein anderes Schadensbild. Das Bauteil wird in einem lokalen Bereich sehr stark geschädigt und verliert in diesem Schädigungsbereich in der Regel seine Tragfähigkeit. Das statische System des Gesamttragwerks ist deshalb so auszuführen, dass eine Lastumlagerung bei einem möglichen Ausfall eines durch Kontaktexplosion geschädigten Haupttragwerkselements erfolgen kann. Durch ein redundantes System wird somit der Einsturz eines Gebäudes verhindert.

Bei Nahfeldexplosionen tritt ein kombiniertes Schädigungsverhalten aus Fernfeld- und Kontaktexplosion auf. Dieser Lastfall kann sowohl zum Total-

ausfall von einzelnen Tragwerkselementen führen, als auch eine sehr hohe Druck- und Sogbelastung auf andere Bauteile erzeugen.

Bei Impaktbelastungen mit Schusswaffen treten bei üblichen Stahlbetonbauteilen mit einem gemäß DIN EN 1992-1-1 [4] hergestellten Beton und üblichen Wand- und Deckendicken ≥ 18 cm in der Regel nur oberflächliche Schäden auf. Bei der Verwendung von Hartkernmunition sind gegebenenfalls Einschusslöcher erkennbar.

Hierzu läuft derzeit am Lehrstuhl für Massivbau der Universität der Bundeswehr in München ein umfangreiches Forschungsprojekt mit Normal- und Stahlbetonbauteilen unter Beschuss- und Kontaktexplosionsbeanspruchung. Erste Ergebnisse zu den Beschussversuchen wurden bereits in [18] veröffentlicht. Eine Impaktbeanspruchung aus großkalibrigem Beschuss beispielsweise mit einer Haubitze ist vergleichbar mit den Schädigungen bei einer Kontaktexplosion.

3 Berechnungsverfahren

Wie bei allen Arten von Beanspruchungen erfordert auch die Berechnung von Stahlbetontragwerken unter Explosionsbeanspruchung eine adäquate Modellierung. Im statischen Modell werden die folgenden Teilmodelle zusammengeführt:

- Geometriemodell
- Materialmodell
- Mechanisches Modell
- Einwirkungsmodell

Je nach Idealisierungsgrad können die Berechnungsverfahren wie folgt unterschieden werden, vgl. [7], [10].

Stufe 1 Berechnung mit statischen Ersatzlasten an statischen Systemen, die auch für die Einwirkungen aus der planmäßigen Nutzung verwendet werden, mit linearen oder nicht linearen Materialverhalten.

Stufe 2 Berechnung an Systemen gem. Stufe 1, jedoch mit Ansatz von Druck-Zeit-Verläufen und mit Berücksichtigung der Bewegungsgleichung und der Festigkeitssteigerung bei hohen Verzerrungsraten.

Stufe 3 Berechnung mit numerischen Methoden und detaillierter Modellierung des Explosionsvorgangs und Berücksichtigung von großen Verzerrungen und Schädigungen und deren Auswirkungen auf Steifigkeiten und Festigkeiten.

Stufe 4 Ingenieurmodelle, die auf der Grundlage von Versuchen und Berechnungen in Stufe 3 entwickelt wurden.

Nachfolgend werden die verschiedenen Möglichkeiten der Berechnung von Stahlbetontragwerken unter Explosionslasten und die Anwendungsbereiche der 4 Modellierungsstufen kurz beschrieben. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Stufe 2.

3.1 Berechnung in Stufe 1

Die Berechnung mit statischen Ersatzlasten ist auf einfache Fälle wie beispielsweise Fernfeldexplosionen in einem großen Abstand zum belasteten Bauwerk beschränkt. Da keine dynamischen Effekte wie das Beschleunigen des Bauwerks und die daraus resultierenden Schwingungen in der Berechnung erfasst werden können, sind diese in der Festlegung der Ersatzlasten und durch konstruktive Maßnahmen z.B. bei der Bewehrung zu berücksichtigen.

3.2 Berechnung mit Hilfe von Druck- Zeitverläufen

Diese Art der Berechnung ist üblich bei Fernfeldexplosionen, bei denen keine Reflexionen der hierdurch ausgelösten Druckwelle zu erwarten sind bzw. bei Ansatz des reflektierten Überdrucks. Hier werden mit dieser Methode gute Ergebnisse erzielt, die eine zuverlässige Bemessung erlauben. Dabei können als mechanische Modelle sowohl Rahmen- als auch Faltsystems- oder Flächentragwerksmodelle verwendet werden, vgl. Abb. 6.

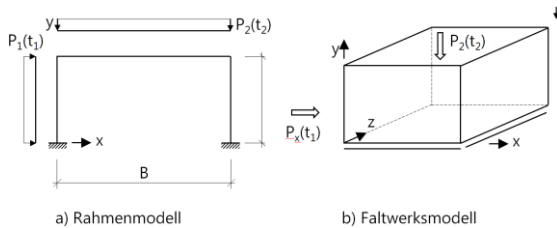


Abb. 6: Statische Modelle für Berechnungsverfahren in Stufe 2; a) Rahmenmodell, b) Faltsystemsmodell [10]

Als Lastmodell wird ein Druck-Zeit-Verlauf verwendet, z.B. wie in Abb. 7 ein linearer Verlauf, mit dem der in der Realität nichtlineare Verlauf approximiert wird. In der Berechnung nach der Zeitschrittmethode wird dabei in jedem Zeitschritt ein konstanter Druck aufgebracht. Die Berechnung erfolgt mit Hilfe der bekannten Verfahren der Dynamik. Dabei kann lineares oder nichtlineares Materialverhalten berücksichtigt werden.

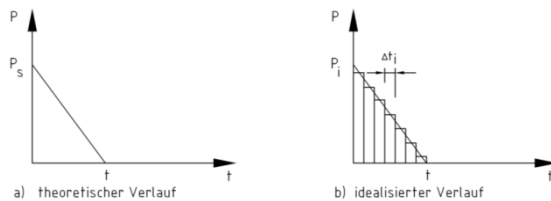


Abb. 7: Fernfelddetonation, Druck-Zeit-Diagramm (ps = reflektierter Spitzenüberdruck) [10]

Grundlage der Berechnung ist die Bewegungsgleichung (1)

$$\underline{M} \cdot \ddot{\underline{U}}(t) + \underline{C} \cdot \dot{\underline{U}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{U}(t) = \underline{F}(t) \quad (2)$$

Hier sind zusätzlich zu einer statischen Berechnung die Massenbelegung und die Dämpfung zu berücksichtigen. Während die Massen aus den lokalen Abmessungen des Betonbauteils einfach ermittelt werden können, ist die realitätsnahe Ermittlung der Dämpfung insbesondere bei nichtlinearen Formulierungen aufwändig. Hinweise enthält [10]. Auch die Beschreibung der Steifigkeit erfordert die Berücksichtigung des Werkstoffverhaltens, insbesondere der Rissbildung. Hier ist die Aufstellung von Momenten-Normalkraft-Krümmungs-Beziehungen, vgl. Abb. 8, eine effiziente Möglichkeit der wirklichkeitsnahen Modellierung. Dabei ist bei nichtlinearen Berechnungen vorab die Bewehrung festzulegen und gegebenenfalls iterativ zu verändern, bis die Tragfähigkeit nachgewiesen werden kann.

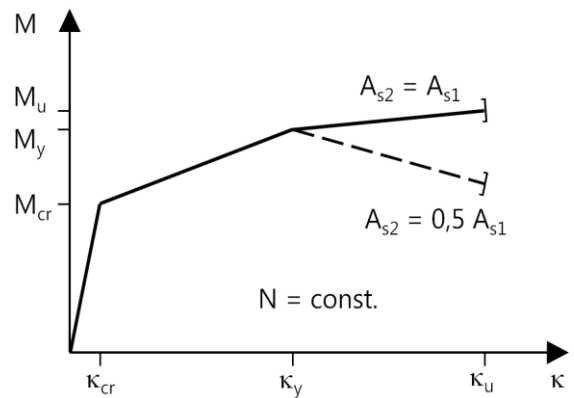


Abb. 8: Momenten-Krümmungs-Beziehungen

Als Ergebnis der dynamischen Berechnung ergeben sich Weggrößen (Verformungen, Verdrehungen, Krümmungen) und Kraftgrößen (Normal- und Querkraft, Biegemomente) und Auflagerreaktionen. Für die Bemessung bieten sich 2 Möglichkeiten an, zum einen kann auf der Grundlage der so ermittelten Schnittgrößen ein Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgen, analog zur Bemessung unter statischen Einwirkungen. Dabei können die in Tab. 2 angegebenen Faktoren zur Erhöhung der Festigkeit angenommen werden.

Tab. 2: Faktoren zur Berücksichtigung der Festigkeitssteigerungen bei hohen Verzerrungsraten [10]

Beanspruchung	Fernfelddetonation			Nahfelddetonation		
	Bewehrung	Beton	Beton	Bewehrung	Beton	Beton
	f_{ay}/f_y	f_{aw}/f_u	f_{sw}/f_c	f_{ay}/f_y	f_{aw}/f_u	f_{sw}/f_c
Biegung	1.17	1.05	1.19	1.23	1.05	1.25
Querkraft	1.10	1.00	1.10	1.10	1.00	1.10
Verbund	1.17	1.05	1.00	1.23	1.05	1.00
Druck	1.10	1.00	1.12	1.13	1.00	1.16

Die zweite Möglichkeit setzt zwingend eine nichtlineare Berechnung voraus. Sobald im Zuge der Berechnung an einer Stelle das Biegemoment erreicht, bei dem die Bewehrung fließt, wird dort ein plastisches Gelenk eingeführt, vgl. z.B. Abb. 9.

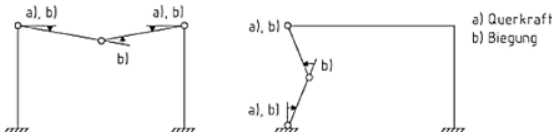


Abb. 9: Verdrehungen plastischer Gelenke θ_m [10]

Dabei ist zu beachten, dass bei der Ermittlung des Bauteilwiderstands in der Druckzone nur die dort angeordnete Bewehrung angesetzt wird, da der Beton bei großen Stauchungen stark geschädigt wird. Die Querschnitte sollten daher in der Regel symmetrisch bewehrt werden, alternativ ist in der Momenten-Krümmungs-Beziehung eine Reduzierung des Biegemoments nach Erreichen der Grenzrotation zu berücksichtigen. In Tab. 3 sind die Grenzrotationen angegeben, die sich nach [1] ergeben. Die Konstruktion ist so auszulegen, dass diese Werte eingehalten werden, die Vorgehensweise entspricht somit der bei Berechnungen nach Theorie II. Ordnung oder unter Erdbebenbelastung.

Tab. 3: Begrenzung der Rotationen [10]

Beanspruchung	Bewehrung	max. zulässige Rotation Θ_m [°]	dynamische Bemessungswerte	
			Bewehrung	Beton
Biegung	Zug- und Druckbewehrung	$0 < \Theta_m \leq 2$	$f_{sy}(1)$	f_{oc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	$f_{sy} + (f_{su}-f_{sy})/4$	(2)
		$6 < \Theta_m \leq 12$	$(f_{sy}+f_{su})/2$	(2)
Querkraft	Bügel	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{sy}	f_{oc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	f_{sy}	f_{oc}
		$6 < \Theta_m \leq 12$	f_{sy}	f_{oc}
Querkraft	Wendelbewehrung (Lacing)	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{sy}	f_{oc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	$f_{sy} + (f_{su}-f_{sy})/4$	f_{oc}
		$6 < \Theta_m \leq 12$	$(f_{sy}+f_{su})/2$	f_{oc}
Querkraft	Schrägstäbe	$0 < \Theta_m \leq 2$	f_{sy}	f_{oc}
		$2 < \Theta_m \leq 6$	$f_{sy} + (f_{su}-f_{sy})/4$	(3)
		$6 < \Theta_m \leq 12$	$(f_{sy}+f_{su})/2$	(3)
Druck	Druckbewehrung	(4)	f_{sy}	f_{oc}

- (1) gilt nur für die Zugbewehrung
 - (2) Beton ist zerstört, trägt nicht zur Tragfähigkeit bei
 - (3) Beton trägt nicht zur Tragfähigkeit bei
 - (4) Festigkeit hängt nicht von der Rotation ab
- mit f_{es} = dynamischer Bemessungswert für Bewehrungsstahl
 f_{oc} = dynamische Betondruckfestigkeit
 f_{sy} = dynamische Fließgrenze des Bewehrungsstahls
 f_{su} = dynamische Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls

3.3 Numerische Berechnungsverfahren

Die Bemessung von Stahlbetonbauteilen, die Nah- und Kontaktdetonationen ausgesetzt sind, stellt auch heute noch eine große Herausforderung an Ingenieure. Umfassende Kenntnisse der hochdynamischen Vorgänge, der Werkstoffe und der Explosionsstoffe und der Möglichkeiten und Grenzen der Modellierung und geeigneter numerischen Rechenverfahren sind hierfür zwingende Vorausset-

zungen. Numerische Methoden sind in aller Regel erforderlich, da geschlossene Lösungen der in der Regel nichtlinearen partiellen Differentialgleichungen, mit denen derartige Phänomene beschrieben werden praktisch nahezu nicht verfügbar sind.

Dabei ist besonders zu beachten, dass hier zusätzlich zu den Auswirkungen von Fernfeldexplosionen, die das globale Strukturverhalten betreffen, lokale Effekte zu berücksichtigen sind und dass dabei in aller Regel starke Schädigungen des Materials auftreten. Für die Berechnungen stehen Softwarepakete zur Verfügung, die auf den folgenden Grundlagen basieren:

- Finite-Element-Methode
- Finite-Differenz-Methode
- Fluid-Dynamics (Hydrocodes)

Näheres zu den Grundlagen der Rechenmethoden, zu den strukturmekanischen Formulierungen und der Diskretisierung in den Rechenmodellen wird in [10] und in der dort genannten Literatur beschrieben.

3.4 Empirische Ansätze der Schädigung bei Kontakt- und Nahdetonationen

Für die Abschätzung der Schädigung bei Nah- und Kontaktdetonation wurden empirische Ansätze entwickelt, die auf Versuchs- und Rechenergebnissen basieren. Fuchs gibt in [9] Hinweise auf die Schädigung des Betongefüges bei Kontaktdetonation auf der Grundlage von zerstörungsfreien und zerstörenden Untersuchungen an angespannten Stahlbetonplatten. In Abb. 10 und in der zugehörigen Tab. 4 werden Vorschläge für die Abminderung der Betonkennwerte gemacht.

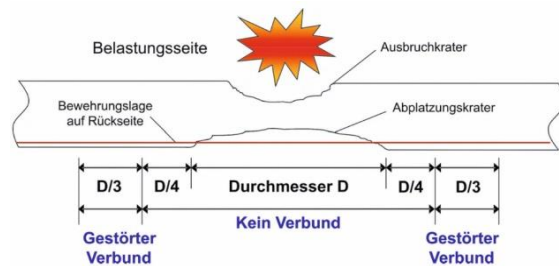


Abb. 10: Empfehlung zur Abstufung des Verbundverhaltens [9]

Tab. 4: Materialkennwerte im geschädigten Bereich

Betonkennwert	Größenordnung
Druckfestigkeit	ca. 60 % der Festigkeit im ungeschädigten Bereich
E-Modul	< 50 % des E-Moduls im ungeschädigten Bereich

Das unter der Leitung von Prof. Gebbeken entwickelte Software-Tool XploSim ermöglicht die Beurteilung von Schäden von Betonplatten mit und ohne

Bewehrung unter Detonationsbelastung. Dabei sind die Ladungsmenge des Sprengstoffs, der Ladungsabstand, die Plattendicke und die Betongüte sowie die Bewehrung die wesentlichen Eingangsparameter. Das Programm liefert Angaben zu den geschädigten Bereichen auf der Last- und der Schutzseite [10].

4 Entwurfskonzepte

4.1 Generelle Anforderungen

Zur Abtragung von Hochdynamischen Lasten ist die Ausbildung der Knotenpunkte einer Konstruktion von großer Bedeutung. Nicht nur das belastete Element, sondern auch dessen Anschlüsse und die maximal aufnehmbare Kraft der weiterleitenden Elemente bestimmen den Tragwiderstand.

Die Konstruktionsteile sollten ähnliche Steifigkeiten besitzen und in der gesamten Tragkonstruktion sollten Steifigkeitssprünge durch lokale Schwächungen oder Dickenänderungen der Bauteile vermieden werden. Eine kontinuierliche Änderung der Steifigkeit ist dann beispielsweise über die Anordnung einer Voute sichergestellt werden.

Des Weiteren sind Grundsätze aus dem Erdbebeningenieurwesen zu beachten [5]. Die Bauteile müssen neben der Tragfähigkeit ein hohes Verformungsverhalten bis zum Versagen aufweisen. Durch das Plastifizieren des Bewehrungsstahls und die Deformation des Bauteils kann die Energie dissipiert und eine Membrantragwirkung erzeugt werden [10].

4.2 Materialanforderungen

Aufgrund der hochdynamischen Belastung werden besondere Anforderungen an die eingesetzten Materialien gestellt. Dem Bewehrungsstahl sollte mindestens der Duktilitätsklasse B oder besser der Klasse C der DIN EN 1992-1-1 [4] entsprechen. Die Duktilitätsklasse C hat eine maximale Bruchdehnung von 7,5 % und der in normalen statischen Berechnungen nicht ausgenutzte Verfestigungsbereich des Stahls liefert eine zusätzliche Tragreserve um 15 % bis 35 %. Auf Matten, angeschweißte Stäbe am Auflager oder auf geschweißte Stöße ist aufgrund der Versprödung des Materials zu verzichten. Des Weiteren ist es bei einem vorgegebenen Bewehrungsgrad sinnvoll ein Bewehrungsnetz mit dünnen Stabdurchmessern und engen Stababständen zu wählen, damit der Ausbruch von großen Betontrümmern vermieden wird.

Die Betonfestigkeit sollte mindestens der Klasse C30/37 gem. DIN EN 1992-1-1 [4] entsprechen. Durch die Zugabe von Fasern (Kohle-, Glas- und Stahlfasern) können die Abplatzungen bei Blast- und Impaktbeanspruchungen auf der lastabgewandten Seite verhindert, bzw. stark reduziert werden.

4.3 Tragwerkskonzepte

Für die konstruktive Durchbildung von Knotenpunkten einzelner Bauteile und der Gesamttragwerke müssen spezielle konstruktive Grundsätze berücksichtigt werden, wenn Explosionsbelastungen zu berücksichtigen sind. Die Konstruktionsregeln bei dynamischer Belastung, hohen Drücken und hohen Verzerrungsraten gehen über die Konstruktionsregeln bei statischer Belastung hinaus. Die Unterschiede werden in den folgenden Punkten näher erläutert. An ein Bauwerk als Ganzes und an tragende Elemente im Einzelnen werden folgende Anforderungen gestellt [10]:

- eine hohe Duktilität
- eine möglichst große Robustheit
- die zwingende Vermeidung eines progressiven Versagens der Gesamttragkonstruktion durch das Versagen einzelner Tragwerkelemente.

Im Bauwerk muss die Möglichkeit zur Lastumlagerung vorhanden sein. Diese Anforderung kann nur von statisch unbestimmten Tragsystemen erreicht werden die zusätzlich eine größtmögliche Redundanz, unabhängig von der Bauart gewährleisten. Wie bereits in Punkt 2.5 erläutert unterscheiden sich die Belastungen bei außergewöhnlichen Einwirkungen in Form von Blast und Impakt stark von den planmäßigen Belastungen aus der Nutzung des Gebäudes. Für die Bauwerke und deren Bauteile ergeben sich folgende Beanspruchungen [13]:

- Bei einem planmäßig biegebelasteten Bauteil kann sich bei einer durch eine Explosion erzeugten Druckwelle zusätzlich zur Biegetragwirkung eine Membrantragwirkung einstellen. Die Tragfähigkeit wird durch die Membrantragwirkung gesteigert und die Robustheit erhöht. Die rechnerisch nicht berücksichtigten Tragreserven werden hier aktiviert und die eingebaute Bewehrung muss eine Membrantragwirkung ermöglichen und dadurch kann ein redundantes Tragsystem erzeugt werden.
- Die auftretenden Druck- und Sogbelastungen können möglicherweise die Wirkungsrichtung der Hauptbeanspruchungen ändern, z.B. wenn eine druckbewehrte Stütze eine große Biegebeanspruchung erfährt. In diesem Fall kann die Redundanz des Bauteils nur durch eine geeignete konstruktive Durchbildung mit der entsprechend angepassten Bewehrungsführung sichergestellt werden.
- Ein dynamisches Abscheren ist möglich und dieses Versagen unterscheidet sich deutlich vom normalen Querkraftversagen bei statischer Belastung.

- Durch den Ausfall von Einzelementen kann es zu einer Änderung des statischen Gesamtsystems kommen. Durch die Druck- und Sogbelastung auftretende Änderungen der Schnittgrößen von Druck- zu Zuggliedern oder vom Durchlauf- zu Einfeldträgern müssen durch die Anpassung der Tragwerkselemente und insbesondere durch eine geeignete Bewehrungsführung kompensiert werden.

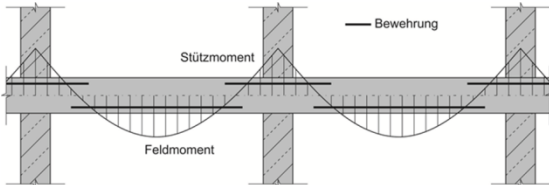


Abb. 11: Momentenverlauf und notwendige Bewehrung bei einem Durchlaufträger [10]

In der Abb. 11 ist der qualitative Momentenverlauf eines Durchlaufträgers mit der gemäß Zugkraftdeckungsline erforderlichen Biegebewehrung dargestellt. Bei einem Ausfall der Mittelstütze treten durch das fehlende Auflager ursprünglich nicht geplante Zugspannungen auf der Plattenunterseite auf (Abb. 12).

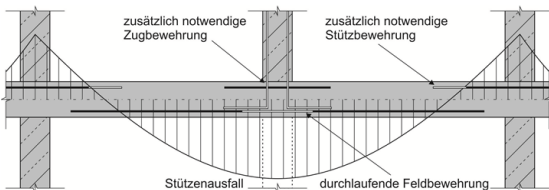


Abb. 12: Momentenverlauf und notwendige Bewehrung bei einem Einfeldträger [10]

Die Feldbewehrung muss diese zusätzlichen Biegemomente aufnehmen und zugleich erfolgt ein Anstieg der Stützmomente in den Eckbereichen. Die obere und untere Bewehrung muss für diese Systemänderung bemessen und eingebaut sein. Durch die Lastumkehr infolge einer Innenraumexplosion kehrt sich der Momentenverlauf um und aus Druckzonen werden Zugzonen und umgekehrt. Deswegen ist eine symmetrische Anordnung der Bewehrung erforderlich. Bei der Übergreifungslänge von Bewehrungsstäben ist zu beachten, dass planmäßig angeordnete Druckstöße Zugbeanspruchungen erfahren können und die Übergreifungslänge ist gemäß einer Zugbeanspruchung zu wählen.

5 Konstruktionsdetails

Bei Explosions- und Impaktbelastungen ist eine ausreichende Bauteildicke zur Vermeidung von Penetration und Abplatzungen erforderlich. Die Mindestdicke eines Bauteils darf 20 cm nicht unterschreiten, damit der innere Hebelarm auch nach einem Explosionsereignis mit einhergehender

Schädigung noch ausreichend groß ist. Durch Vouten an neuralgischen Stellen kann der innere Hebelarm zusätzlich erhöht werden.

Nach Explosionen folgt oftmals ein Brandereignis, darum sind die Brandschutzanforderungen (z.B. Betondeckung) zwingend einzuhalten. Ein Abplatzen der Betondeckung kann durch die Zugabe von Fasern verhindert werden und somit auch eine direkte Beflammung der Bewehrungsstäbe. Die untere und obere Grenze des Bewehrungsgrades ist in Anlehnung an die DIN EN 1998-1 [5] festzulegen, damit das plastische Verformungsvermögen erhöht wird.

Der Bewehrungsstahl muss die aus Kraterbildung und Abplatzungen resultierenden Druckkräfte aufnehmen können. Die Längsbewehrung ist mit geschlossenen, zugfest verankerten Bügeln analog zu einer Torsionsschubbewehrung einzufassen und für die Ableitung der Druckkräfte in der Bewehrung ist ein großer Stabdurchmesser zu wählen. Diese Forderung steht natürlich im Widerspruch zu einem engmaschigen Bewehrungsnetz mit dünnen Stäben das den Trümmerflug einschränken soll. Insbesondere für Stahlbetonstützen ist eine engmaschige Umschnürung mit Bewehrungsbügeln mit einem verschwenkten Einbau der Bügelschlösser zwingend erforderlich. Der Betonkern in der Stütze bleibt dadurch erhalten und die Längsbewehrung knickt nicht aus.

Zur Erhöhung der Redundanz bei Durchlaufträgern ist die auf der jeweiligen Zug- und Druckseite eingebaute Bewehrung durchgehend bis über die Auflagerpunkte zu führen. Somit können wie in Abb. 12 dargestellt, auch bei einem Ausfall des Mittelauflegers die Lasten abgetragen werden. Das gilt auch für den Ausfall eines Endauflagers, damit sich im Endfeld eine Kragarmtragwirkung einstellen kann.

Die Bewehrung sollte grundsätzlich mittels Haken $\geq 135^\circ$ verankert werden. Auf aufgeschweißte Bewehrungsseisen am Auflagerrand ist aufgrund der möglichen Sprödbbruchgefahr bei hochdynamischen Einwirkungen zu verzichten. Die Bewehrungsstöße sind gegebenenfalls als Muffenstöße auszubilden. Die Ausführung von Bewehrungsstößen sollte stets gestaffelt erfolgen, da im Falle von Kontaktexplosionen Teilbereiche komplett zerstört werden und der Verbund zwischen dem Beton und Bewehrungsstahl in diesem geschädigten Bauteilbereich nicht mehr vorhanden ist. In Bauteilen in denen sich nach einer starken hochdynamischen Belastung eine planmäßige Zugmembrantragwirkung ausbilden kann dürfen keine Übergreifungsstöße angeordnet werden.

Bei einer hochdynamischen Belastung durch eine Luftstoßwelle kann ein Bauteil in Folge von sehr früh auftretenden Auflagerschubkräften versagen, bevor

sich ein Biegetragverhalten einstellt [11]. Durch den Einbau einer zusätzlichen Diagonalbewehrung (Abscherbewehrung) und die Vermeidung von Bewehrungsstößen in diesen Bereich kann dieses Versagen weitgehend ausgeschlossen werden.

Zusätzlich ist es in einem Bauwerk sinnvoll Ausblasöffnungen vorzusehen, die bei einem bestimmten Innendruck geöffnet werden und einen schnellen Druckabbau in den Innenräumen ermöglichen [1]. Des Weiteren ist die Anordnung von Sollbruchstellen in einem Bauwerk möglich. Nach dem Bruch an einer definierten Stelle kann sich ein neues Tragsystem einstellen. Eventuelle Sollbruchstellen sind bei der Bemessung eines Bauwerks zwingen zu berücksichtigen, da aus der dann stattfindenden Lastumlagerung neue Belastungen für andere Bauteile entstehen.

5.1 Beispiele für konstruktive Durchbildungen

In den nachfolgenden Abb. 13 und Abb. 14 sind möglich Konstruktionsdetails für den Anschluss einer Platte an eine Wand und einer Stütze an einen Unterzug dargestellt.

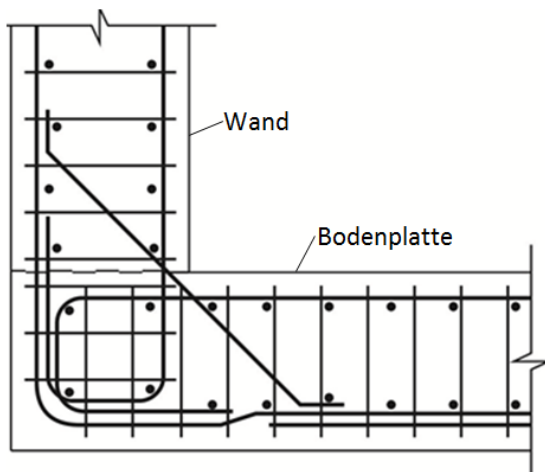


Abb. 13: Anschluss Platte / Wand [10]

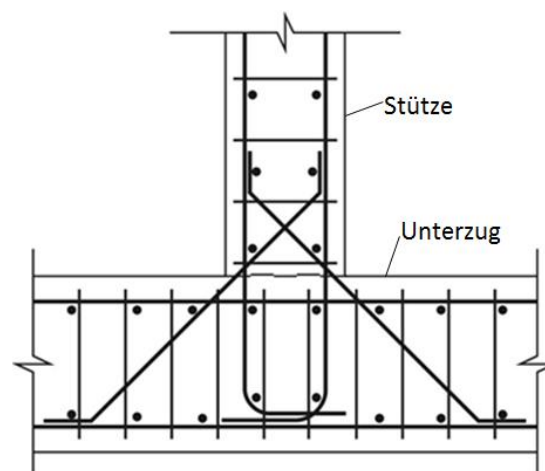


Abb. 14: Anschluss Unterzug / Stütze [10]

Die Längsbewehrung wird zugfest verankert und die Diagonalstäbe verhindern ein Abscheren und dienen zur Aufnahme eines „öffnenden“ Moments aus einer möglichen Luftstossbelastung.

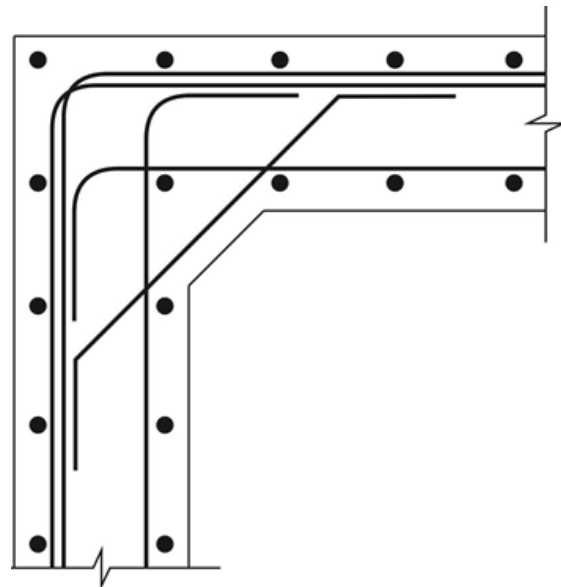


Abb. 15: Ausbildung einer Wanddecke [10]

In Abb. 15 wird eine durch eine zusätzliche Voute verstärkte Wanddecke dargestellt. Bei diesem Detail wird durch die Aufvoutung der innere Hebelarm vergrößert und das bei Innenraumexplosionen auftretende „öffnende Moment“ kann aufgenommen werden.

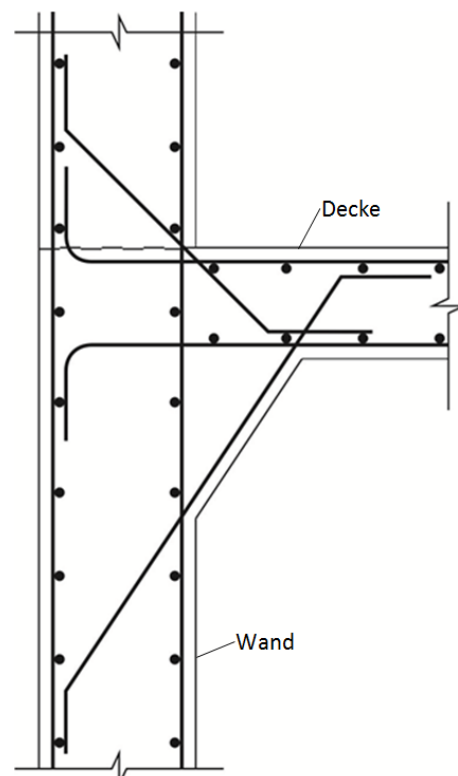


Abb. 16: Detail konsolartig verstärkter Anschluss [10]

In Abb. 16 ist eine Verbindung zur Aufnahme der Lasten konsolartig verstärkt. Dieses Detail kann beispielsweise für den Anschluss einer Decke an eine Stahlbetonwand verwendet werden.

Hier kann infolge der diagonal angeordneten Stäbe eine von unten und oben wirkende Explosionslast aufgenommen werden und die Abschergefahr wird durch die konstruktive Maßnahme deutlich reduziert.

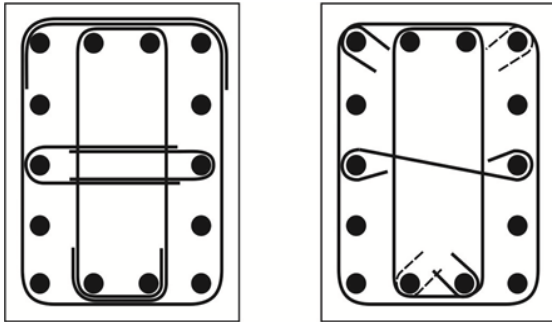


Abb. 17: Ausbildung einer Wandecke [10]

Abb. 17 zeigt exemplarisch die Bewehrungsführung in einer Rechteckstütze. Es ist dabei wie bereits in 5.1 erläutert auf eine die Längsbewehrung umschnürende, enge Verbügelung zu achten. Die Übergreifungsstöße sind als Zugstöße auszubilden. Eine Ausführung der Bügelbewehrung mit Bügelschlössern wird ebenfalls aufgezeigt. Die Schlösser sind an jedem Bügel zu versetzen, damit so ein „aufreißen“ der Stütze vermieden wird.

6 Schlussbemerkung

Die Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung von Stahlbetonkonstruktionen unter Explosionsbeanspruchung erfordert ein deutlich über das im üblichen Hochbau in der Regel notwendige Fachwissen. Insbesondere bei Fernfeldexplosionen ist die Beanspruchung ähnlich der bei Erdbebenbeanspruchungen, auch wenn dort die Anregung des Bauwerks durch den Baugrund erfolgt. Dadurch ergeben sich häufig ähnliche Konstruktionsformen. Stahlbetonbauwerke bieten bei entsprechender Bemessung und konstruktiver Durchbildung eine hohe Schutzwirkung gegen Explosionsbelastungen und die häufig damit in Verbindung auftretende Brandbeanspruchung.

7 Literatur

- [1] Department of Defense (2008) Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, UFC 3-340-02
- [2] DIN EN 1990-1:2010-12: Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Beuth Verlag, Berlin, 2010

- [3] DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke; Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen - Außergewöhnliche Einwirkungen, Beuth Verlag, Berlin, 2010

- [4] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Beuth Verlag, Berlin, 2011

- [5] DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben; Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten, Beuth Verlag, Berlin, 2010

- [6] DIN EN 1999-1:2014-03: Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken-Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln; Deutsche Fassung EN 1999-1-1:2007 + A1:2009 + A2:2013, Beuth Verlag, Berlin, 2014

- [7] fib Bulletins 55 und 56 (2010) Model Code 2010 First complete Draft

- [8] Forrestal, M.J., Frew, D.J., Hanchak, S.J., Brar, N.S. (1996) Penetration of grout and concrete targets with ogive-nose steel projectiles. International Journal of Impact Engineering Vol. 18, pp. 465-476

- [9] Fuchs, M., (2008) Stahlbetonbauteile nach außergewöhnlicher Einwirkung - Schadensquantifizierung und Instandsetzung. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

- [10] Gebbeken, N., Keuser, M., Linse, T., Wensauer, R.: Betonstrukturen unter Explosion und Impact. In: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2012. Berlin: Ernst & Sohn, 2012, S. 199-278.

- [11] Gebbeken, N.; Dittrich, G. (2006) Dynamisches Abscherversagen von Stahlbeton-Bauteilen unter Detonationsbelastung. Beton und Stahlbetonbau 101, Heft 7

- [12] Gebbeken, N., Döge, T. (2006) Vom Explosions-szenario zur Bemessungslast In: Der Prüflingenieur 2006, S. 42-52

- [13] Gebbeken, N., Keuser, M., Klaus, M., et al. (2006) (Hrsg.) 2. Workshop „Bau Protect“ Sicherheit der baulichen Infrastruktur vor außergewöhnlichen Einwirkungen: Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, 06/4

- [14] Kennedy, R.P. (1966) A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects. Nuclear Engineering and Design 37 pp. 183-203

[15] Li, Q.M., Reid, S.R., Wen, H.M., Telford, A.R. (2005) Local impact effects of hard missiles on concrete targets. International Journal of Impact Engineering Vol. 32, pp. 224-284

[16] Schuller, H. (2004) Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Schädigung von stoßbeanspruchtem Beton. Schriftenreihe Forschungsergebnisse aus der Kurzzeitdynamik, Band 6

[17] Yankelevsky, D.Z. (1997) Local Responce of Concrete Slabs to Low Velocity Missile Impact. International Journal of Impact Engineering Vol. 19, pp. 331-343

[18] Zircher, T., Michal, M., Keuser, M., Burbach, A. (2016) Use of steel fiber concrete for protective components, 24th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shok, (MABS) Paper 80

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Universität der Bundeswehr München
Werner-Heisenberg-Weg 39
85577 Neubiberg

M.Sc. Tobias Zircher

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Universität der Bundeswehr München
Werner-Heisenberg-Weg 39
85577 Neubiberg

Betontechnologische Maßnahmen gegen Brandeinwirkungen

Frank Dehn, Stefanie Thalheim und Andreas König

Zusammenfassung

Bauwerke des Hoch-, Industrie- und Ingenieurbaus sind während ihrer Nutzungsdauer verschiedenen Belastungsbedingungen ausgesetzt. Neben den dauerhaften bzw. häufig wiederkehrenden Einwirkungen kann es auch zu außergewöhnlichen Beanspruchungen kommen, wozu beispielsweise auch der Brandfall zählt. Das Verhalten von Beton im Brandfall ist prinzipiell durch die Kopplung der zeitlichen und temperaturabhängigen Änderung des physikalisch-chemischen und mechanischen Baustoffverhaltens geprägt, welche letztlich zu einer Beeinträchtigung des Tragvermögens bis hin zum Versagen des Baustoffs und der Bauwerke führen kann. Auf der Grundlage von aktuellen Forschungsergebnissen zum Hochtemperaturverhalten von Bindemitteln, den temperaturbedingten Umwandlungsprozessen der Gesteinskörnungen sowie zur Wirkungsweise von Polymerfasern zur Reduzierung von Betonabplatzungen fasst der nachfolgende Beitrag wesentliche neue Erkenntnisse zusammen, wie mittels betontechnologischer Maßnahmen und Optimierungen, der Brandwiderstand von Beton verbessert werden kann.

1 Allgemeines

Betone üblicher Zusammensetzung werden den nichtbrennbaren Baustoffen zugeordnet. Sie tragen daher nicht zur Steigerung der Brandlast bei. Vielmehr dient der Beton der Einschränkung der infolge der Brandeinwirkung evtl. eintretenden Schädigung; beispielsweise als thermischer Schutz der Betonstahlbewehrung bei einer ausreichend widerstandsfähigen Betondeckung. Im Falle einer für die Brandeinwirkung nicht beständigen Betonrezeptur kann es innerhalb des Betongefüges zu physikalisch-chemischen (Umwandlungs-) Prozessen kommen, die makroskopisch mit einem Verlust an Festigkeit und Steifigkeit einhergehen. Hinzukommen thermo-mechanisch- und thermo-hydraulisch-induzierte Verformungen und ggf. daraus resultierende Betonabplatzungen. Letztere können zu einer erheblichen Einschränkung des Tragvermögens von Beton- und Stahlbetonbauwerken führen. Sie sind primär auf eine nicht ausreichende Permeabilität des Betons für Wasserdampf zurückzuführen und können bspw. mit Hilfe von Polymerfasern deutlich reduziert werden.

Bei der Kenntnis des spezifischen Hochtemperaturverhaltens der einzelnen Betonausgangsstoffe ist es möglich, die Eigenschaften des Betons als Ganzes gezielt einzustellen und somit das Brand- und Abplatzverhalten signifikant zu verbessern. Dies gilt in erster Linie für eine kurzzeitige, aber auch eingeschränkt für eine langandauernde Brandeinwirkung, die weitestgehend den gängigen Brandeinwirkungsszenarien des Hoch-, Industrie- und Ingenieurbaus entspricht.

2 Leistungsfähigkeit von Beton gegenüber einer kurzzeitigen Brandeinwirkung

2.1 Definition der kurzzeitigen Brandeinwirkung aus materialwissenschaftlicher Sicht

Hinsichtlich der im nachfolgenden Abschnitt 3 aufgeführten Erkenntnisse kann eine kurzzeitige Brandeinwirkung unterstellt werden, wenn deren Einwirkungsdauer maximal 240 min. beträgt und bei der eine Maximaltemperatur von rd. 1400 °C nicht überschritten wird. Diese Grenzwerte sind ausschließlich materialwissenschaftlich begründet, d.h. sie werden bzgl. der Beschreibung des Verhaltens der Betonausgangsstoffe infolge der Brandeinwirkung vorausgesetzt, spiegeln zunächst aber keine normative oder sicherheitsrelevante Betrachtung der Brandeinwirkung - wie im Falle eines standardisierten Temperatur-Zeit-Szenarios - wider.

In der Praxis vorkommende Realbrände können dagegen in Abhängigkeit der Brandlast sowie der sonstigen geometrischen und ventilationsrelevanten Randbedingungen von der oben genannten Brandeinwirkungsdauer und der Maximaltemperatur deutlich abweichen.

Die Leistungsfähigkeit von Beton gegenüber einer kurzzeitigen Brandeinwirkung wird unter Beachtung der oben formulierten Randbedingungen im Wesentlichen durch das thermische und zeitabhängige Verhalten der einzelnen Betonausgangsstoffe sowie deren Wechselwirkung untereinander beeinflusst.

Bezüglich weiterer Leistungsmerkmale von Beton unter Brandeinwirkung sind im Vergleich zu anderen Baustoffen, die höhere thermische Stabilität, die nicht auftretende Rauchbildung sowie die Nichtfreisetzung toxischer Gase zu nennen.

2.2 Verhalten verschiedener Betonarten bei kurzzeitiger Brandeinwirkung

Dennoch gibt es deutliche Unterschiede im thermo-mechanischen und thermo-hydraulischen Verhalten verschiedener Betonarten bei einer Brandeinwirkung. So unterscheiden sich Normalbetone ganz wesentlich von Hochleistungsbetonen. In experimentellen Laboruntersuchungen wie auch in (Original-) Brandversuchen zeigen hochfeste, selbstverdichtende und ultrahochfeste Betone an den brandbeanspruchten Oberflächen die Neigung zu frühzeitigen Abplatzungen. Die Ursache ist das im Vergleich zum Normalbeton deutlich geringere diffusive Transportvermögen für Wasserdampf in der Zementsteinmatrix, das durch das dichtere Gefüge und die damit einhergehende geringere Permeabilität hervorgerufen wird. Im Vergleich zum selbstverdichtenden Beton und hochfesten Beton ist die Permeabilität bei ultrahochfesten Betonen nochmals geringer. Diese hohe Dichtigkeit wirkt sich zwar positiv auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften im Kaltzustand aus, ist jedoch im Brandfall eher nachteilig. Wird ein Beton durch eine Brandeinwirkung erhitzt, verdampft ab einer Temperatur von ca. 105 °C freies und physikalisch-gebundenes Wasser. Ein Teil des entstehenden Wasserdampfs diffundiert infolge der fortschreitenden Wärmefront in den Beton hinein und kondensiert in den noch nicht erhitzten Bereichen. Dieser Vorgang wird durch die quasi vollständige Füllung einer temperaturbedingten Kondensationszone mit flüssigem Wasser abgeschlossen. Die weitere Diffusion des Wasserdampfes in die kühleren Zonen des Betons wird durch die Inkompressibilität des flüssigen Wassers in der Kondensationszone unterbunden. Als Folge steigt der (Sättigungs-) Dampfdruck insbesondere innerhalb der Kapillarporen der Zementsteinmatrix überproportional an. Bei einem Normalbeton, mit seiner relativ hohen Porosität und einer bereits zu einem früheren Aufheizstadium einsetzenden Mikrorissbildung kann sich der (Sättigungs-) Dampfdruck zu einen in größeren Poren entspannen oder durch Entweichen über die Mikrorisse abbauen. Bei einem sehr dichten Betongefüge kommt es hingegen zu einem Anstieg des (Sättigungs-) Dampfdrucks. Erreicht dieser die Zugfestigkeit des Betons kommt es zu explosionsartigen Abplatzungen, die bei weiterem Fortschreiten zum Baustoffversagen führen können. Die temperaturabhängigen Festigkeits- und Steifigkeitsveränderungen sind in diesem Fall nicht mehr maßgebend.

3 Erhöhung des Brandwiderstands durch Optimierung der Betonzusammensetzung

Grundlegend verursacht eine thermische Einwirkung innerhalb des Betons spezifische chemische Reaktionen, mineralogische Phasenumwandlungen und physikalische Prozesse, (z.B. thermische Ausdehnung, Änderung des Aggregatzustandes usw.), infolge derer auch die mechanischen Eigenschaften beeinflusst werden. [1; 2]

Die thermische Einwirkung kann entsprechend der Aufheizrate, der Maximaltemperatur und Einwirkungsdauer in verschiedene Anwendungsfälle unterschieden werden (z.B. Refractories oder Brand). Unabhängig vom Auftreten der erhöhten Temperatur besteht die zentrale Frage darin, welche Prozesse infolge der Temperatureinwirkung im Beton ausgelöst werden und wie diese sich auf dessen Eignung für einen ausgewählten Einsatz auswirken.

Die sich stetig verändernden und gegenseitig beeinflussenden Mechanismen sowie die große Heterogenität des mehrphasigen Baustoffs Beton sind die entscheidenden Gründe, warum eine beton-technologische Optimierung bezüglich des Brandwiderstands auf grundlegenden naturwissenschaftlichen Untersuchungen zum Hochtemperaturverhalten erfolgen muss. Jedem Bestandteil des Verbundbaustoffs Beton kommt aufgrund der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung, der Gefügekarakteristika und nicht zuletzt entsprechend seines Stoffanteils im Verbundsystem hinsichtlich des Hochtemperaturverhaltens eine eigene Wichtung zu und muss zunächst einzeln betrachtet werden. Eine Optimierung der Einzelbestandteile ist für das Gesamtsystem sinnvoll.

Auf der Grundlage von aktuellen Forschungsergebnissen zum Hochtemperaturverhalten von Bindemitteln, den temperaturbedingten Schädigungsmechanismen der Gesteinskörnungen sowie zur Wirkungsweise von Polymerfasern zur Reduzierung von Betonabplatzungen werden im nachfolgenden Abschnitt 3 wesentliche neue Erkenntnisse zusammengefasst, wie mittels betontechnologischer Maßnahmen und Optimierungen, der Brandwiderstand von Beton verbessert werden kann.

3.1 Bindemittel

Eine hinsichtlich der Hochtemperatureigenschaften vielversprechende Alternative zu herkömmlichen, in DIN EN 197-1 [3] (OPC, engl. Ordinary Portland Cement) und DIN EN 14647 [4] (HAC, engl. High Alumina Cement) geregelten Zementen sind beispielsweise alkalisch-aktivierte Bindemittel (AAB) oder Geopolymer-Bindemittel (GP), die im Wesentlichen unter Verwendung von natürlichen Ressourcen und/oder industriellen Nebenprodukten hergestellt werden [5] (Abb 1).

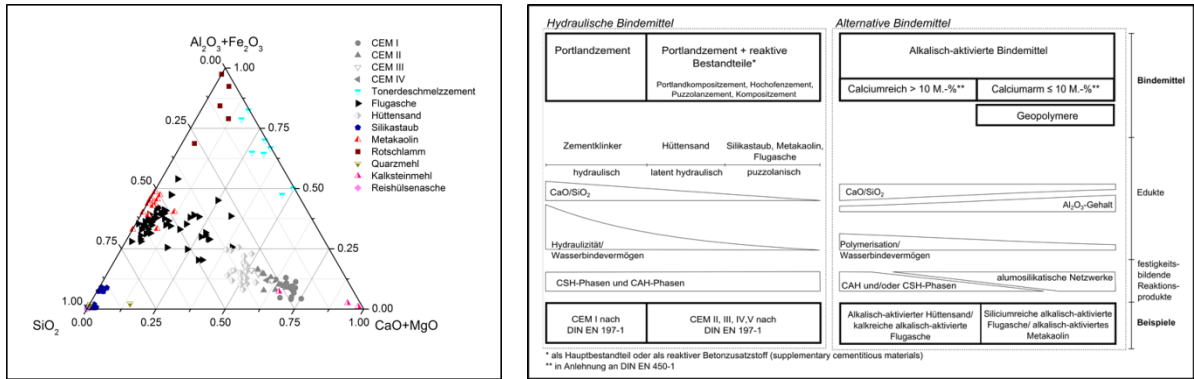


Abb. 1: Hauptoxide verschiedener Ausgangsstoffe (links) sowie Vorschlag zur Klassifizierung und Abgrenzung alkalisch-aktivierter Bindemittel und Geopolymere im Vergleich zu hydraulischen Bindemitteln (rechts) [6]

Alkalisch-aktivierte Bindemittel können als mineralische, anorganische, nicht-metallische Bindemittel mit hohen Gehalten an reaktivem Silicium und Aluminium sowie ggf. Calcium definiert werden, deren Ansteifen und Verfestigung auf der zumeist externen Zugabe von (erd-) alkalischen Zusätzen basiert [6]. Im Unterschied zu OPC und HAC, bei denen CSH- und CAH-Phasen die festigkeitsbildenden Reaktionsprodukte sind, bilden sich bei Geopolymeren (GP) (Ca-arme AAB mit einem CaO-Gehalt ≤ 10 M-%) amorphe bis semikristalline, dreidimensional vernetzte alumosilicatische Polymernetzwerke aus. Ca-reiche alkalisch-aktivierte Bindemittel (AAB mit CaO-Gehalt > 10 M-%) bilden den Übergang zwischen OPC und GP. In Ca-reichen alkalisch-aktivierten Bindemitteln liegen CSH-Phasen und alumosilicatische Polymernetzwerke parallel vor [6]. Im Folgenden werden hinsichtlich der Zusammensetzung typische Vertreter der oben angesprochenen Bindemittel gegenübergestellt und bzgl. des Hochtemperaturverhaltens bewertet:

- konventioneller Portlandzement CEM I (OPC),
- Tonerdezement (HAC),
- Ca-arme alkalisch-aktivierte Bindemittel auf Basis von Steinkohlenflugasche (SFA), nachfolgend Geopolymer (GP) genannt, und ein
- Ca-reiches alkalisch-aktiviertes Bindemittel auf Basis von Steinkohlenflugasche im Gemisch mit Hüttensand (HÜS), Verhältnis 50:50, folgend AAB genannt.

Aufgrund der verschiedenen chemisch-mineralogischen Zusammensetzungen der Ausgangsstoffe sowie aufgrund der unterschiedlichen Abbindemechanismen entstehen in den Bindemitteln verschiedene festigkeitsbildende Reaktionsprodukte. Werden diese Reaktionsprodukte steigenden Temperaturen ausgesetzt, finden je nach Reaktivität bindemittelspezifische Reaktionen und Umwand-

lungen statt, die oftmals mit Volumen- und /oder anderen Eigenschaftsänderungen einhergehen und daher eine Gefügeschädigung induzieren können, die sich schließlich im Verlust der mechanischen Eigenschaften widerspiegeln kann. In Tab. 1 sind die stattfindenden Zersetzungsreaktionen in Abhängigkeit des Bindemittels nach steigender Temperatur zusammengefasst.

Tab. 1: Übersicht der Zersetzungsreaktionen nach zunehmender Temperatur [1; 7]

Temperatur	Phase	Umwandlungsreaktion
OPC		
130 °C	CSH	$C_3S_2H_4 \rightarrow C_3S_2 + 4H$
105-1000 °C	CSH	$C_xS_yH_z \rightarrow C_xS_y + zH$
371 °C	MH	$MH \rightarrow M + H$
440-510 °C	CH	$CH \rightarrow C + H$
590-880 °C	CC	$CC \rightarrow C + \dot{C}$
HAC		
130 °C	CAH ₁₀	$2CAH_{10} \rightarrow C_2AH_8 + AH_3 + 9H$
170 °C	C ₃ AH ₆	$C_3AH_6 \rightarrow C_3A + 6H$
230 °C	C ₂ AH ₈	$3C_2AH_8 \rightarrow 2C_3AH_6 + AH_3 + 9H$
300 °C	AH ₃	$AH_3 \rightarrow A + 3H$
	X	
AAB und GP		
130 °C	CSH	$C_3S_2H_4 \rightarrow C_3S_2 + 4H$
105-1000 °C		$C_xS_yH_z \rightarrow C_xS_y + zH$
	Y	
	Z	

Neben der Decarbonatisierung findet hauptsächlich eine Dehydratisierung der Mineralphasen unter Temperaturzunahme statt. Berücksichtigt man neben der Anzahl der reaktiven Phasen auch deren mengenmäßigen Anteil am Gesamtbindemittel kann folgende Abstufung der (chemisch-mineralogischen) Reaktivität vorgenommen werden: OPC > (HAC) > AAB > GP. Insofern kann aus obiger Betrachtung ein erster Optimierungsschritt abgeleitet werden, wonach Ca-arme Bindemittel hinsichtlich der Temperaturstabilität Vorteile zeigen. Zusätzlich zu den in Tab.1 wiedergegebenen Phasen und deren Umwandlungen muss berücksichtigt werden, dass die Zersetzungsprodukte wiederum Ausgangspunkt neuer Reaktionen und Umwandlungen sein können, die bei noch höheren Temperaturen und zunehmendem Druck stattfinden.

3.1.1 Ausdehnungsverhalten und Porosität

Auswirkungen der Zersetzungen und Umwandlungen zeigen sich in der Veränderung der Geometrie (Abb. 2) und Porosität (Abb. 3).

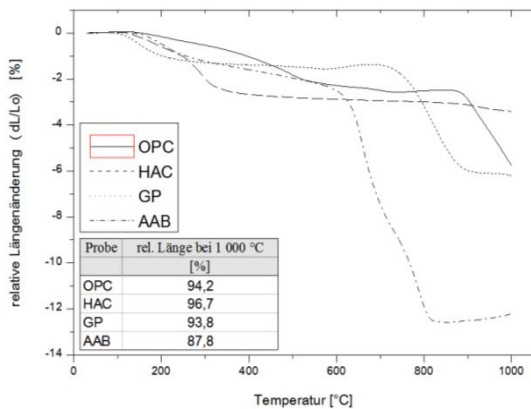


Abb. 2: Ergebnisse von dilatometrischen Messungen an vier Bindemitteln [1; 7]

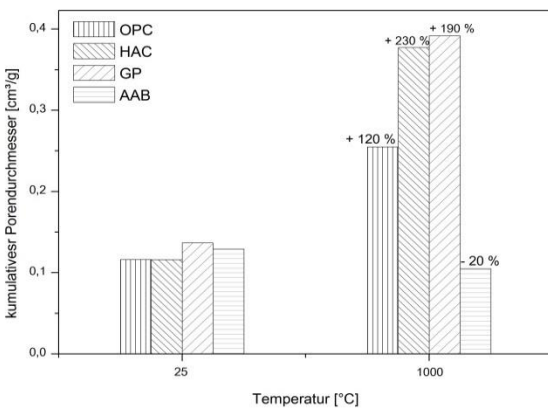


Abb. 3: Entwicklung des kumulativen Porendurchmessers, Vergleich 25 °C und 1000 °C [1; 7]

3.2 Gesteinskörnung

Die Gesteinskörnung besitzt den größten Volumenanteil im Beton und beeinflusst daher trotz ihrer vermeintlich inerten Kinetik deutlich die Eigenschaften des Betons bei einer Brandeinwirkung.

3.2.1 Normative Grundlagen

Zum Erreichen der normativ geforderten Betoneigenschaften werden in DIN EN 12620 [8], die notwendigen geometrischen, physikalischen und chemischen Anforderungen von Gesteinskörnungen definiert. Diese Anforderungen beziehen sich auf den kalten Zustand, jedoch nicht auf den Hochtemperatur- bzw. Brandfall.

3.2.2 Kategorisierung der Gesteinskörnung

In DIN EN 1992-1-2 [9] werden für die (Heiß-) Bemessung von Stahl- und Spannbetontragwerken, die materialspezifischen Eigenschaften der thermischen Verlängerung (Dehnung), die spezifische Wärme und die thermische Leitfähigkeit für die Gesteinskörnung berücksichtigt. Dabei werden quarz- und kalksteinhaltige Gesteinskörnungen unterschieden. Abb. 4 fasst für diese beiden Gesteinskörnungstypen die thermische Dehnung im Vergleich zu einem Zementstein (OPC) zusammen.

In Bezug auf das Hochtemperaturverhalten von Gesteinskörnungen wird zum einen bei der quarzischen Gesteinskörnungen der bei Temperaturen über 573 °C auftretende Quarzprung genannt, d.h., die temperaturbedingte kristalline Umwandlung von Tiefquarz (α -Quarz) zu Hochquarz (β -Quarz) beim Wärmeeintrag, was mit einer sprunghaften Vergrößerung des spezifischen Volumens um 0,8 % verbunden ist. Zum anderen findet bei kalksteinhaltigen Gesteinskörnungen ab einer Temperatur von etwa 800 °C die Entsäuerung von Calciumcarbonat statt, d.h. Kohlendioxid (CO_2) wird ausgetrieben und es entsteht Calciumoxid (CaO). Verbunden mit dem Ausgasen des CO_2 ist eine deutliche Zunahme des Drucks im Porenraum des Betongefüges.

Eigene Untersuchungen zeigen, dass sowohl diese Kategorisierung als auch die damit verbundenen Materialparameter unzureichend sind, um die thermische Stabilität und damit das Hochtemperaturverhalten von Gesteinskörnungen im Einzelnen und deren Auswirkungen auf die Betoneigenschaften abzubilden. So tritt beispielsweise Carbonat [CO_2^{3-}] nicht nur in Form von CaCO_3 , sondern auch als MgCO_3 auf; zudem gibt es die Mischform $\text{CaMg}[\text{CO}_2]_3$. Zum Beispiel sind für Dolomit eine geringere Zersetzungstemperatur und eine stärkere Ausdehnung als bei Kalkstein charakteristisch.

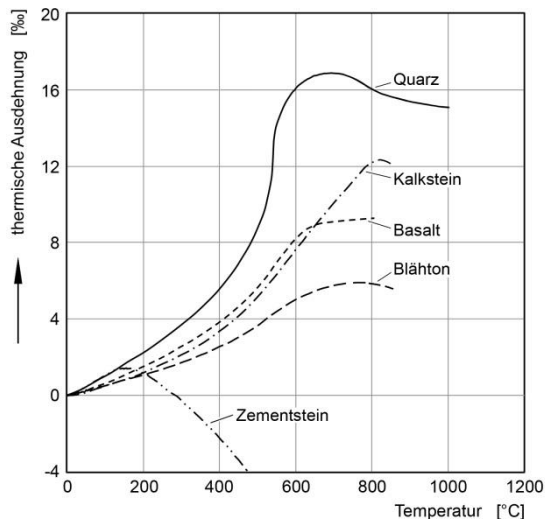


Abb. 4: Temperaturabhängiges Ausdehnungsverhalten von Zementstein (OPC) und verschiedenen Gesteinskörnungen (in Anlehnung an [2])

Außerdem liegen nicht nur reine quarz- und kalksteinhaltige Gesteinskörnungen vor, sondern auch Mehrphasengesteine. Zusätzlich gewinnt die Problematik des Einsatzes von rezyklierten Gesteinskörnungen an Bedeutung, so dass diese Gruppe und deren Eigenschaften zukünftig Berücksichtigung finden sollte.

Neben der chemischen Zusammensetzung haben Parameter wie Kristallinität, Porosität (vor allem in Wechselwirkung mit dem Wassergehalt) sowie die Textur, Einfluss auf die thermische Stabilität der Gesteinskörnung. Unter anderem weist kryptokristallines SiO_2 , wie es etwa in Flinten vorkommt, bereits ab 300 °C eine erhöhte Abplatzneigung auf. Im Vergleich dazu können Quarzite bis 750 °C ohne jegliche Instabilität erwärmt werden. Als weiteres Beispiel soll das anisotrope Ausdehnungsverhalten von CaCO_3 genannt werden. Parallel der c-Achse dehnt sich das Mineral bei einem Anstieg der Temperatur aus, senkrecht dazu ist eine Kontraktion zu verzeichnen. Als gemeinsame Folge werden in allen Fällen interne Zwangsspannungen erzeugt, die sich u.a. in der Entstehung von Mikrorissen entspannen können.

Neben der Chemie und Mineralogie der Gesteinskörnung hängt das Brandverhalten des Betons ebenfalls von den granulometrischen Kennwerten, insbesondere vom Größtkorn der Gesteinskörnung ab. Beispielsweise wird in der Literatur berichtet, dass größere Gesteinskörnungen das Abplatzrisiko von Beton, unabhängig vom verwendeten Bindemittel, verringern [10; 11]. Im Widerspruch dazu stehen Ergebnisse anderer Untersuchungen, wonach Betone mit einem geringeren Größtkorn, eine geringere thermische Ausdehnung aufweisen [12; 13].

Die Thematik des Größtkorns ist insbesondere unter dem Aspekt der Frischbetonkonsistenz wichtig. Da zunehmend Betone mit fließfähiger Konsistenz eingesetzt werden, bedingt dies oftmals eine Reduzierung des Größtkorns und damit eine Erhöhung des Zementleimvolumens. Damit zusammenhängend ist auch die bessere Untermischbarkeit von Polymerfasern zu erwähnen, die im wesentlichen zur Verbinderung von explosionsartigen Abplatzungen in der Aufheizphase zu Beginn der Brandeinwirkung stattfinden (Abschnitt 3.3).

3.2.3 Neue Erkenntnisse zum Einfluss der Gesteinskörnung auf das Hochtemperaturverhalten von Beton

Ein bis dato wenig beachteter Einfluss auf den Brandwiderstand von Betonen stellt die Bildung von viskosen Schmelzen oberhalb von 1000 °C dar, die weniger ein partielles Abplatzen als vielmehr ein Abtropfen im oberflächennahen Betonbereich zur Folge haben.

Dieser Wirkungsmechanismus tritt vermehrt bei quarzitischer Gesteinskörnung auf und ist Gegenstand aktueller Forschungen. Hierfür wurden aus brandbeanspruchten Tübbings, welche mit der sog. RWS-Kurve bei max. 1.350 °C brandbeansprucht wurden, Teilproben herauspräpariert und mittels bildgebender Verfahren wie Auflichtmikroskopie (ALM) und Röntgencomputertomographie (μXCT) (Abb. 5, rechts) sowie ortsaufgelöster Röntgendiffraktometrie (XRD) und Röntgenfluoreszenzanalyse (RFA) untersucht.

Prinzipiell wird in μXCT -Aufnahmen die Dichteverteilung grauwertspezifisch visualisiert, wobei hohe Dichten helle und geringe Dichten dunkel dargestellt werden. Die brandzugewandte Seite besteht aus einer erstarrten porösen Schmelzschicht, in der kleine und große Gesteinskörnungen eingebettet sind und deren Matrix durch eine höhere Dichte als die der Gesteinskörnung oder der Zementsteinmatrix charakterisiert ist (Abb. 5, rechts). Die ortsaufgelöste Phasenanalyse der oberflächennahen Schmelze zeigt einen hohen röntgenamorphen Anteil mit geringen Anteilen an Quarz (SiO_2 ; $\rho=2,65\text{ g/cm}^3$), Albit ($\text{Na[AlSi}_3\text{O}_3]$; $\rho=2,62\text{ g/cm}^3$), Gehlenit ($\text{Ca}_2\text{Al[AlSiO}_7]$; $\rho=3,04\text{ g/cm}^3$) und Kaliumferrit (KFeO_2 ; $\rho=\text{unbekannt}$). Unter den bestehenden Reflexen könnten zusätzlich die Reflexe der Mineralphasen Cristobalit (SiO_2 ; $\rho=2,33\text{ g/cm}^3$) sowie Anorthit ($\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$; $\rho=2,75\text{ g/cm}^3$) überlagert worden sein. Die Phasenanalyse wurde durch die Detektion der chemischen Elemente Calcium und Silicium sowie Eisen und Titan mittels RFA bestätigt. Die am Anschliff zu sehenden hellen lokalen Bereiche in der Schmelze (Abb. 5, Stelle 1, links) bestehen aus Calcit (CaCO_3).

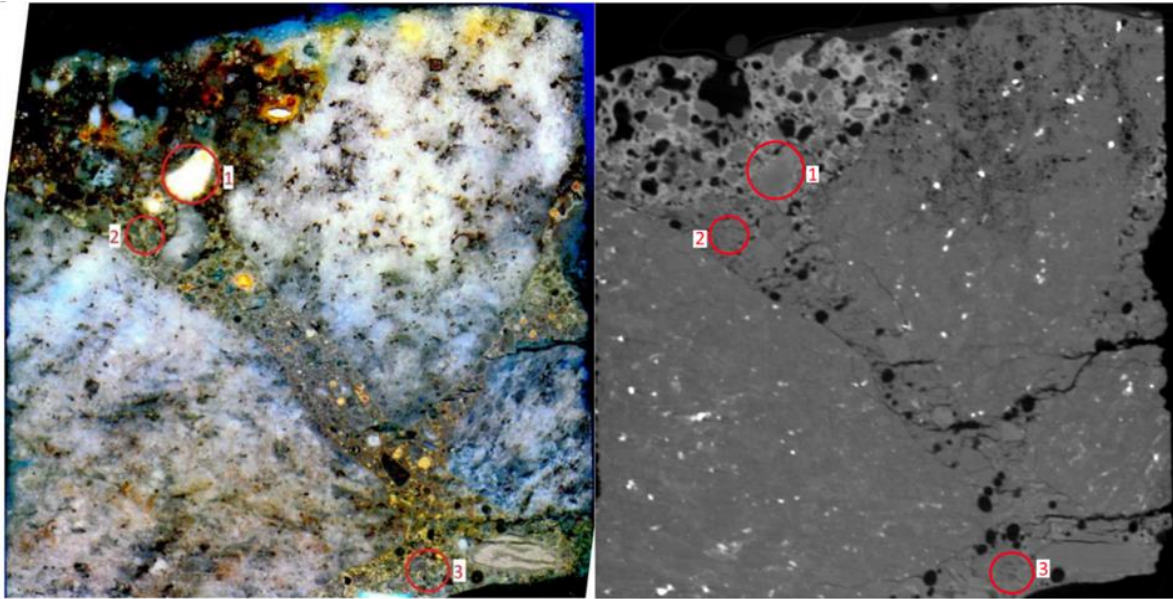


Abb. 5: Anschliff (links) sowie das entsprechende CT-Schnittbild (rechts) mit den für die ortsaufgelöste Phasenanalyse markierten Stellen (Brandeinwirkungsrichtung durch Pfeile markiert)

Die begrenzte thermische Beständigkeit des Calcits bis ca. 600 °C lässt vermuten, dass der durch Dehydrierung und Carbonatisierung entstehende Freikalk (CaO) zunächst mit der Umgebungsfeuchte frühestens während der Abkühlung zu Portlandit (Ca(OH)₂) rehydratisierte und später zu Calcit (CaCO₃) carbonatisierte. Die ortsaufgelöste Porenanalyse des in dieser Zone befindlichen großen Gesteinskornes (Abb. 6 und 7, rechts) verdeutlicht, dass in der quarzischen Gesteinskörnung nur wenige partielle Bereiche thermisch mobilisiert wurden. Die hohe Dichte, die ermittelten Quarzanteile und die geringe Veränderung der Morphologie der Gesteine deuten weniger auf eine SiO₂-Schmelze (Quarz, Tridymit) hin. Vielmehr entstand die Schmelze vermutlich aus den silicatischen Anteilen der Gesteinskörnung, wie z.B. aus den Silicatgruppen Pyroxen, Amphibol, (Alkali-) Feldspat sowie Plagioklas und aus dem dehydrierten sowie decarbonatisierten Zementsteinanteil. Unter Berücksichtigung des Probekörperbaus im Ofen, in Kombination mit der erhöhten Schmelzdichte, der massiven Schmelzdicke von 6 bis 8 mm und der fehlenden Risse in diesem Bereich, hatte die Schmelze wahrscheinlich eine hohe Viskosität. Es kann davon ausgegangen werden, dass durch die Bildung der Schmelze zumindest die Abplatztiefe und ggf. durch den hohen Luftporenanteil und der draus resultierenden geringeren Wärmeleitfähigkeit, die Schädigungstiefe minimiert wurde. Um derartige materialspezifische Einflüsse auf den Brandwiderstand durch eine entsprechende Gesteinskörnungsauswahl gezielt zu nutzen, bedarf es weiterer Grundlagenuntersuchungen zur Wirkungsweise derartiger Schmelzen.

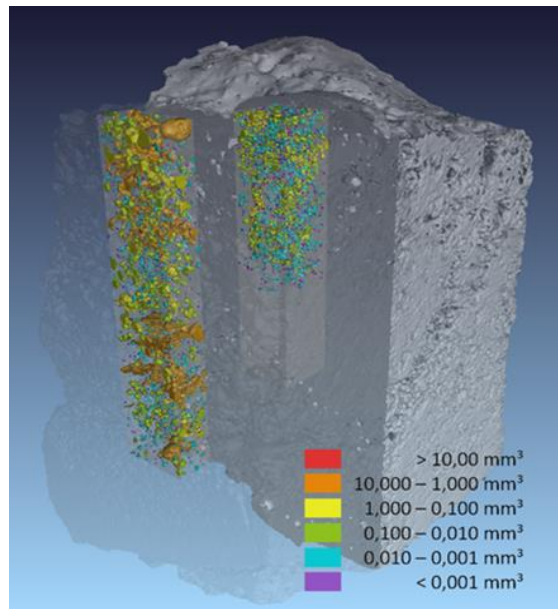


Abb. 6: Ortsaufgelöste Porenanalyse

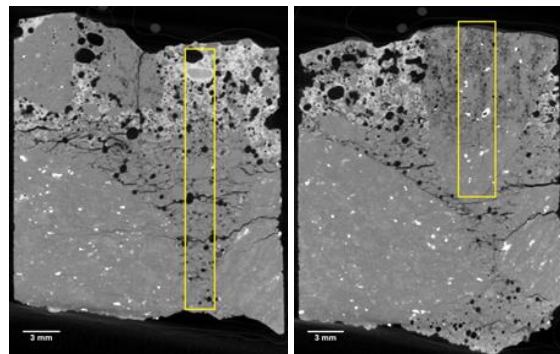


Abb. 7: Ortsaufgelöste Porenanalyse im Zementstein (links) und in einem Gesteinskorn (rechts)

3.3 Polymerfasern

Zur Erhöhung der Permeabilität während der Brandeinwirkung werden dem Beton üblicherweise Mikropolymerfasern aus Polypropylen (sog. PP-Fasern) zugegeben. Dabei wird die Wirkung der PP-Fasern dem Schmelzen und Zersetzen zugeschrieben, wodurch Mikrokanäle im Beton entstehen, die zur Minderung des (Sättigungs-) Dampfdrucks im Porengefüge des Betons beitragen. Zusätzlich kommt es durch das Zersetzen der PP-Fasern infolge der fortschreitenden Temperatureinwirkung zu einer Volumenexpansion der PP-Faserschmelze und somit zu einer verstärkten Mikrorissbildung im Beton, die den Abbau von temperaturbedingten Eigen- und Zwangsspannungen ermöglicht [14].

3.3.1 Normative Grundlagen und besondere Eigenschaften

Polypropylenfasern (PP-Fasern) werden nach DIN EN 206-1 [15] in Verbindung mit DIN 1045-2 [16] der Gruppe der Betonzusatzstoffe zugeordnet. Für die Charakterisierung der Produkteigenschaften der PP-Fasern gilt DIN EN 14889-2 [17]. Darüberhinausgehende spezifische Eigenschaften, wie bspw. die Verbesserung des Brand- und Abplatzverhaltens wurden bis vor kurzem im Rahmen eines bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweises (abZ) erbracht. Nach derzeitiger Sachlage laufen die bislang erteilten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen spätestens im Jahr 2020 aus, was bspw. eine Anpassung der nationalen Regelwerke für Infrastrukturbauwerke (ZTV-ING [18] und DB Richtlinie 853.1001A01 [19]) bzgl. der Anforderungen an PP-Fasern zur Verbesserung des Brand- und Abplatzverhaltens erfordert.

Die Herstellung von Polymerfasern kann im Spinnverfahren (Nassspinnen, Trockenspinnen oder Schmelzspinnen) oder durch das Herausstanzen aus einer Folie erfolgen. Monofilament PP-Fasern (Einzelfasern) werden gesponnen, oberflächenbehandelt und anschließend auf Länge geschnitten. Durch besondere mechanische und/oder thermische Verfahren, z.B. dem Recken und/oder einer Wärmebehandlung, können der Elastizitätsmodul und die Festigkeit erheblich gesteigert werden. Zudem können Polymerfasern auch einer elektromagnetischen Strahlung ausgesetzt werden, um ein ausgeprägteres Fließverhalten bei Temperaturen unterhalb des Schmelzpunkts zu ermöglichen, welches über den sog. MFI-Wert beschrieben werden kann (MFI - Melt Flow Index). Derart vorbehandelte PP-Fasern nutzt man für den baulichen Brandschutz, weil hierdurch die nachgewiesene brandschutztechnische Wirksamkeit zu einem verhältnismäßig frühen Stadium der Temperaturbeanspruchung genutzt werden kann. Zudem kann unter Beachtung der Wechsel-

wirkung mit den anderen Betonausgangsstoffen, der PP-Fasergehalt reduziert und somit die Frischbetonkonsistenz verbessert werden.

3.3.2 Neue Erkenntnisse zur Dauerhaftigkeit von Polymerfasern

Im Allgemeinen hat Polypropylen einen sehr guten chemischen Widerstand und ist gegen Alkohole, organische Säuren, Ester sowie gegen Alkalien bzw. Laugen hochresistent. Daher können PP-Fasern grundsätzlich als resistent gegenüber den üblichen im Beton vorherrschenden Bedingungen angesehen werden. Jedoch kann es zu einer verstärkten thermisch-oxidativen Alterung von Polypropylen durch erhöhte Umgebungstemperaturen kommen, die die PP-Fasereigenschaften beeinflussen kann und bei der Bewertung der Langzeitstabilität von PP-Fasern im Beton berücksichtigt werden muss (Abb. 8). Im Hinblick auf eine qualitative Einschätzung der Alterungsbeständigkeit von Polypropylenfasern kann bspw. die Oxidationsstabilität (anhand des OIT-Werts) mittels einer dynamischen Differenzkalorimetrie herangezogen werden (vgl. DIN EN ISO 11357-6:2013-04 [20]). Damit kann grob abgeschätzt werden, inwieweit PP-Fasern im oberflächigen und somit möglichen brandbeanspruchten Bereich infolge einer evtl. stattfindenden Alterung überhaupt noch wirksam sind.

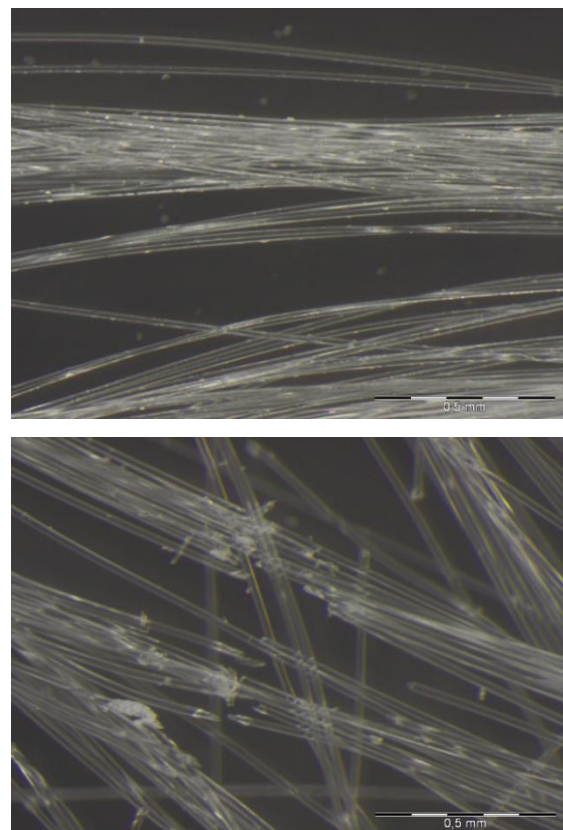


Abb. 8: Veränderung der PP-Fasern infolge einer Alterung

3.3.3 Wirkungsweise von PP-Fasern bei Brandeinwirkung

Eine wirksame Reduzierung von explosiven Abplatzungen bei Betonen kann durch ein Porensystem erreicht werden, das zu einem ausreichenden Abbau des (Sättigungs-) Dampfdrucks führt. Dies ist durch Zugabe von Polymerfasern möglich, die einerseits bei Brandeinwirkung schmelzen und durchgängige Mikroporen frei machen und zudem Mikrorisse in der Zementsteinmatrix bilden sowie andererseits eine poröse Übergangszone - zwischen Zementsteinmatrix und PP-Fasern - bilden, durch die sich der entstehende (Sättigungs-) Dampfdruck frühzeitig entspannen kann. Infolgedessen sind Poren, Risse bzw. PP-Fasern mit bestimmten Durchmessern, Längen und Lagen erforderlich, um den Wasserdampf ableiten zu können und somit die Zugspannungen zu begrenzen. Optimale Porenquerschnitte resultieren in Abhängigkeit von den Betonausgangsstoffen und des Gefüges aus zwei entgegenwirkenden Faktoren. Zum einen aus dem Diffusionsweg und der großen Oberfläche und zum anderen aus dem behinderten Stofftransport in den Poren. Große Kapillaren bilden einen zu langen Weg und stellen eine zu kleine Oberfläche für den Wasserdampftransport zur Verfügung. Wiederum sind kleine Poren nicht im Stande, den Wasserdampf schnell genug entweichen zu lassen. Entsprechend dieser Überlegungen liegt die obere Grenze für die wirksamen Porendurchmesser vermutlich innerhalb eines Zehntels von Millimetern. Die untere Grenze wird erreicht, wenn der Stofftransport der Poren auf das Maß der Diffusionsgeschwindigkeit verringert wird (kleiner $3\ \mu\text{m}$). Versuche lassen vermuten, dass ein Großteil des freien und des physikalisch gebundenen Wassers bereits vor dem Beginn der Zersetzung der PP-Fasern verdampft ist. Die PP-Fasern befinden sich jedoch lokal noch in der Zementsteinmatrix. Folglich werden die möglichen Entweichungskanäle für den Wasserdampfdruck vor allem durch die filtrierte Übergangszonen zwischen Zementsteinmatrix und Gesteinskörnungen bzw. zwischen Zementsteinmatrix und PP-Fasern erfolgen. Die positive Wirkung der Polymerfasern auf den Brandwiderstand von Beton kann primär auf die nachfolgend aufgeführten Faktoren zurückgeführt werden, wengleich bislang nicht eindeutig geklärt ist, welcher dieser Faktoren dominiert [21]:

- Verbesserung der Permeabilität des Betons durch die Bildung von Kapillarporen, die beim Abschmelzen und Verbrennen der PP-Fasern gebildet werden (Abb. 9, links).
- Verbesserung der Permeabilität durch Schaffung von diffusionsoffenen Übergangszonen (Interfacial Transition Zone=ITZ). Betrachtet man die Struktur im Übergangsbereich zwischen den Gesteinskörnungen und der Zementsteinmatrix, so

zeigt sich, dass sich an den Grenzflächen zusätzliche Poren und weiche Hydratationsprodukte, wie Portlandit und Ettringit, bilden. Die Dicke dieser Übergangszonen ist primär vom äquivalenten Wasser-Zementwert, von der Zementart und von der Verwendung von reaktiven mehlfineinen Betonzusatzstoffen (Silikastäube, Flugaschen, Metakaolin usw.) abhängig. Die Übergangszonen ermöglichen im Prinzip einen höheren Stofftransport (Feuchtediffusion). Sie sind aber nur teilweise miteinander verbunden. Durch die Zugabe von PP-Fasern bilden sich zusätzliche Übergangszonen um die PP-Fasern, die eine Verbindung zwischen den verschiedenen Übergangszonen bewirken und somit den Beton filtrationsfähiger bzw. permeabler machen (Abb. 9, rechts). Hinzukommt die frühzeitige Bildung von Mikrorissen, die sich infolge der expandierenden PP-Faserschmelze bilden und zusätzlich zum Abbau interner Drücke und Spannungen im Betongefüge beitragen (Abb. 9, links).

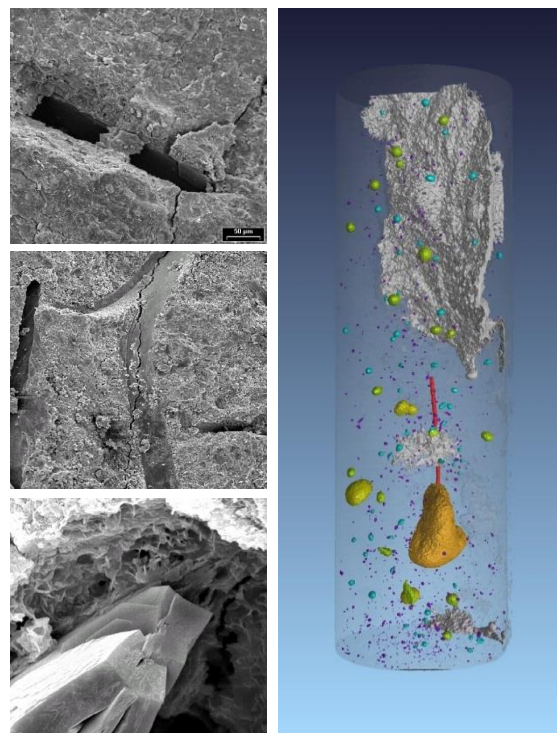


Abb. 9: Rasterelektronmikroskopische Aufnahmen von PP-Fasern (links) und Visualisierung der ITZ mittels 3D- μXCT (rechts)

- Verbesserung der Permeabilität durch zusätzliche Mikroporen, die beim Einmischen der PP-Fasern infolge Strukturauflockerung gebildet werden. Dass ein solcher Effekt prinzipiell vorhanden ist, zeigt sich darin, dass durch die Zugabe größerer Anteile an Polymerfasern, die Druckfestigkeit des Betons kleiner wird.

4 Zusammenfassung

Der Brandschutz stellt eine wesentliche Grundanforderung an Bauwerke des Hoch-, Industrie- und Ingenieurbaus dar. Auch aus dem Baustoff Beton hergestellte Bauwerke müssen diesen Grundanforderungen und den damit implizierten Schutzziele genügen. Zum Erreichen der Schutzziele sind z.B. konstruktive Maßnahmen denkbar, wie sie bspw. in den einschlägigen Bemessungsnormen (z.B. DIN EN 1992-1-2 [9] usw.) beschrieben sind. Oder aber eine rein aus der stofflichen Zusammensetzung des Betons bedingte Optimierung ist möglich, damit die infolge der Brandeinwirkung möglichen Schädigungen minimiert und damit sowohl der Personen- als auch der Sachschutz dauerhaft aufrechtgehalten wird. Mit der steigenden Komplexität, z.B. durch die vielfältigen Kombinationsmöglichkeiten aus Ausgangsstoffen, Herstellungs- und Nachbehandlungsbedingungen, entwickelt sich der Baustoff Beton tendenziell immer mehr zum Hightech-Material und zum „Baustoff nach Maß“, der auf projektspezifische Anforderungen abgestimmt werden kann und muss. Einhergehend mit diesen Entwicklungen ist jedoch, dass bislang nicht alle Eigenschaften des Betons unter verschiedenen Einwirkungen bekannt sein können. Dazu zählt vielfach auch das spezifische Verhalten unter einer Brandeinwirkung. In den vorangegangenen Abschnitten wurde jedoch gezeigt, dass es möglich ist, durch betontechnologische Maßnahmen, den Brandwiderstand von Beton deutlich zu erhöhen. Hierfür macht man sich die vertiefte Kenntnis des Hochtemperaturverhaltens der Betonausgangsstoffe zu Nutze. Unter Beachtung dieser Kenntnisse und bei Berücksichtigung zukünftiger betontechnologischer Entwicklungen bei den Bindemitteln, Gesteinskörnungen und Betonzusatzstoffen sind weitere Optimierungsmöglichkeiten gegeben, die es erlauben, Betone bereitzustellen, die gänzlich ohne zusätzliche konstruktive Schutzmaßnahmen, einen hohen Brandwiderstand aufweisen.

5 Literatur

- [1] Dehler, J. (2016) Temperaturabhängiges Verhalten von Calciumsilicatzementen, Calciumaluminatzementen und alkalisch-aktivierten Bindemitteln. Vertiefearbeit. Universität Leipzig
- [2] Schneider, U. (1982) Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 337, Berlin
- [3] DIN EN 197-1:2011-11: Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement; Deutsche Fassung EN 197-1:2011
- [4] DIN EN 14647:2006-01: Tonerdezement - Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien; Deutsche Fassung EN 14647:2005+AC:2006
- [5] Herrmann, A., König, A., Dehn, F. (2015) Proposal for the classification of alkali-activated binders and Geopolymer binders. Cement International, Vol. 13, Issue 3, pp. 62-69
- [6] Herrmann A., König A., Dehn, F. (2015) Vorschlag zur Klassifizierung von alkalisch-aktivierten Bindemitteln und Geopolymeren. Beton, Heft 7+8, S. 236-239
- [7] Thalheim, S. Hochtemperaturverhalten von Betonen auf Basis alkalisch-aktivierter Bindemittel, Dissertation, Universität Leipzig (in Vorbereitung)
- [8] DIN EN 12620:2008-07: Gesteinskörnungen für Beton; Deutsche Fassung EN 12620:2002+A1:2008
- [9] DIN EN 1992-1-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004+AC:2008
- [10] Gao, M., Yuan, G., Wang, L., Gao, G. (2015) Influence of aggregates on coefficient of thermal expansion of concrete. Proceedings of the 2015 4th International Conference on Civil, Architectural and Hydraulic Engineering (IC-CAHE 2015), Guangzhou, China, June 20-21, 2015.
- [11] Nince, A. A., Figueiredo, A.D. de (2005) The influence of aggregate size in the risk of spalling in normal and high-strength concrete subjected to hydrocarbon fire. International conference on Concrete for Structures (INCOS 05), Coimbra, Portugal, 07.-08.07.2005
- [12] Phan, Z., Sanjayan, J. G., Kong, D. L. Y. (2012) Effect of aggregate size on spalling of geopolymer and Portland cement concretes subjected to elevated temperatures. Construction and Building Materials 36, S. 365-372

- [13] Razafinjato, R. N.; Beaucor, A.-L., Hebert, R. L., Ledesert, B., Bodet, R., Noumowe, A. (2016) High temperature behavior of wide petrographic range of siliceous and calcareous aggregates for concretes. *Construction and Building Materials* 123 (2016) pp. 261 - 273
- [14] Dehn, F., Fischer, O., Orgass, M. (2017) Polypropylenfaserbeton (PP-Faserbeton), In: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.D. (Hrsg.) *Betonkalender 2017, Band 1*, S. 475-489, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, ISBN978-3-433-3123-0
- [15] DIN EN 206-1:2001-07: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2001+A1:2004+A2:2005
- [16] DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
- [17] DIN EN 14889-2:2006-11: Fasern für Beton - Teil 2: Polymerfasern - Begriffe, Festlegungen und Konformität; Deutsche Fassung EN 14889-2:2006
- [18] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), Teil 5 Tunnelbau, Anhang B, 12-2014
- [19] DB-Richtlinie 853.1001A01: Entwurfsgrundlagen, Allgemeine Regelungen, Baulicher Brandschutz für Tübbingtunnel, 11-2014
- [20] DIN EN ISO 11357-6:2013-04: Kunststoffe - Dynamische Differenz-Thermoanalyse (DSC) - Teil 6: Bestimmung der Oxidations-Induktionszeit (isothermische OIT) und Oxidations-Induktionstemperatur (dynamische OIT); Deutsche Fassung EN ISO 11357-6:2013
- [21] Holschemacher, K., Dehn, F., Müller, T., Lobisch, F. (2017) Grundlagen des Faserbetons, In: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.D. (Hrsg.) *Betonkalender 2017, Band 1*, S. 383-472, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, ISBN978-3-433-3123-0

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn

Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft
Universität Leipzig
Scharnhorststraße 20
04275 Leipzig

Dr. rer. nat. Andreas König

Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft
Universität Leipzig
Scharnhorststraße 20
04275 Leipzig

M.Sc. Stefanie Thalheim

Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft
Universität Leipzig
Scharnhorststraße 20
04275 Leipzig

Brandschutz – baupraktische Anwendungen

Hubert Bachmann

1 Allgemeines

Die Bauordnungen der Bundesländer [1] geben als Schutzziel für Bauwerke vor:

„Bauliche Anlagen sind so zu errichten, dass die öffentliche Sicherheit und Ordnung, insbesondere Leben, Gesundheit und die natürlichen Lebensgrundlagen, nicht gefährdet werden.“

Daraus lassen sich detaillierte Schutzziele für den Lastfall Brand ableiten, welche im Wesentlichen lauten:

- Vorbeugung der Entstehung eines Brandes
- Vorbeugung der Ausbreitung von Feuer und Rauch
- Schutz der Menschen und Tiere
- Rettung von Menschen und Tieren
- Standsicherheit des Gebäudes

Um diese Schutzziele zu erreichen müssen jedoch ganz allgemein gewisse Randbedingungen für ein Brandereignis definiert werden. Hierzu gehören insbesondere [2]

- Gebäudekonzept (Brandabschnitte, etc.)
- Nutzungskonzept (Brandlasten etc.)
- Infrastruktur (Anlagentechnik, etc.)
- Brandszenarien (Brandverlauf, etc.)

Diese Konzepte führen letztlich zu einer Brandschutzstrategie, welche sich in den Normen und Vorschriften widerspiegelt. Für alle Gebäudetypen lassen sich daraus bestimmte Vorgaben wie

- Brandverhalten der Baustoffe,
- Feuerwiderstandsklassen,
- notwendige gebäudetechnische Anlagen,
- Fluchtwegforderungen

ableiten. Werden diese Vorgaben im Einzelnen von den Planern und Bauausführenden eingehalten, gilt der Nachweis ausreichenden Brandschutzes als erbracht.

Daneben gibt es noch die Möglichkeit mit einer so genannten „Ingenieurmethode des Brandschutzes“ eine an den Schutzziele orientierte Bemessung durchzuführen. Dabei können anhand realistischer Brandszenarien die thermische Einwirkung eines realen Brandes (Naturbrand) sowie die tatsächlich vorliegenden Randbedingungen unter Beachtung des tatsächlichen Materialverhaltens ermittelt werden und so die Zielvorgabe des Brandschutzes nachgewiesen werden [3].

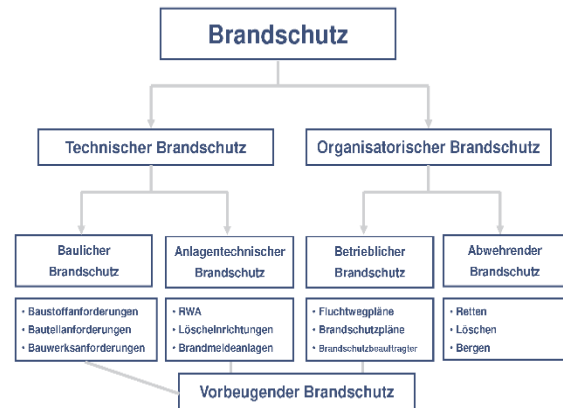


Abb. 1: Übersicht zum Brandschutzkonzept [4]

Einen wesentlichen Beitrag zu der Brandschutzstrategie leistet der so genannte „bauliche oder konstruktive Brandschutz“. Darunter versteht man im Allgemeinen den Widerstand von Baumaterialien, von Gebäudeteilen oder ganzen Gebäuden gegenüber einer definierten Brandeinwirkung. Die wesentlichen Regelungen hierzu finden sich in der jeweiligen Landesbauordnung. Dort werden in Abhängigkeit der Gebäudeklassen die Anforderungen zum Brandverhalten der Materialien sowie den Feuerwiderstandsklassen definiert.

Das **Brandverhalten der Materialien** lässt sich einteilen in

Nicht-brennbare Materialien

- A1 ohne brennbare Bestandteile
- A2 mit brennbaren Bestandteilen

und in

Brennbare Materialien

- B1 schwer entflammbar
- B2 normal entflammbar
- B3 leicht entflammbar

Die **Feuerwiderstandsfähigkeit** wird je nach Gebäudeklasse unterschieden in

- feuerhemmend (Geb.-Kl. 2+3)
- hochfeuerhemmend (Geb.-Kl. 4)
- feuerbeständig (Geb.-Kl. 5),

wobei alle Gebäude mit einer Höhe über 13m in Gebäudeklasse 5 eingeordnet werden. Dieser Einstufung werden nun die so genannte Feuerwiderstandsklassen zugeordnet, welche für Bauteile normalerweise von F30 - F120 geht, was bedeutet, dass ein Bauteil einer Brandeinwirkung 30 - 120 Minuten

widerstehen können muss. Für alle größeren Bauwerke gilt demnach feuerbeständig, also F90. Darüber hinaus gibt es für besondere Gebäude zusätzliche resp. höhere Anforderungen. Beispielsweise gilt für Hochhäuser mit einer Höhe über 60m, dass alle tragenden Bauteile der Feuerwiderstandsklasse F120 zugeordnet werden. Bei Höhen über 200m sind Sonderregelungen resp. das Brandschutzkonzept zu beachten. Entsprechende Regelungen finden sich in der Hochhausrichtlinie [6].

Die neue Normengeneration beschreibt die Widerstandsklasse nun mit verschiedenen Buchstaben

- R für „resistance“ -Tragfähigkeit-
- E für „etancheite“ -Raumabschluss-
- I für „isolation“ -Hitzeabschirmung-
- M für „mechanical“ -Stoßbeanspruchung-

Der Unterschied zu F-Klassen besteht in der jeweiligen Prüf- und Klassifizierungsnorm, ist vereinfachend aber einander zugeordnet. Eine tragende Brandwand muss beispielsweise der Klasse REI-M 90 entsprechen.

Die Nachweise dieser Anforderungen finden sich in den Normen und Vorschriften. Dort sind zum einen Klassifizierungen der Materialien oder Bauteile angegeben, zum anderen Berechnungsverfahren um den Feuerwiderstand einer Konstruktion nachzuweisen.

Im Weiteren soll auf die Nachweis- resp. Berechnungsmöglichkeiten eingegangen werden.

2 Normative Regelungen zum konstruktiven Brandschutz

Mit der DIN 4102-4 [5] wurden über viele Jahre Brandschutznachweise für Bauteile anhand genormter Versuche durchgeführt. Dabei wurden in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklasse Mindestwerte für Bauteildicken, Betondeckungen etc. definiert, bei deren Einhaltung aller Vorgaben die Feuerwiderstandsdauer gewährleistet war. In den meisten Fällen war diese Methode ausreichend. Konnte ein direkter Nachweis aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen nicht geführt werden, bestand die Möglichkeit anhand des Abschnitts 3.1 einen rechnerischen Nachweis unter Beachtung der anliegenden Materialtemperatur zu führen.

Mit der Einführung der europäischen Normenreihe DIN EN 1991 ff. wurden materialspezifische Nachweise möglich, welche in den jeweiligen Teilen 1-2 (z.B. DIN EN 1992-1-2 für den Massivbau) ausgeführt sind. Mit diesen Vorgaben ist es nun möglich auch rechnerische Nachweise eines ausreichenden Brandschutzes zu führen. Daneben sind natürlich die einfachen Nachweise über den Vergleich mit genormten Versuchen immer noch

möglich. Unterschieden wird zwischen folgenden Nachweismöglichkeiten:

- Tabellarische Bemessung (einfache Nachweise über Vergleich)
- Vereinfachtes Rechenverfahren
- Allgemeines Rechenverfahren

Der tabellarischen Bemessung liegen die Normbrandkurven zugrunde. Daneben gibt DIN EN 1991-1-2 die Möglichkeit der Verwendung von Naturbrandmodellen, also auf den speziellen Fall abgestimmte Brandentwicklungen unter Beachtung der spezifischen Randbedingungen, z.B. der Brandlast.

Werden Teiltragwerke oder das Gesamttragwerk berechnet, kommen das vereinfachte oder allgemeine Rechenverfahren zur Anwendung. Bei Verwendung von Naturbrandmodellen sollte ein allgemeines Rechenverfahren verwendet werden.

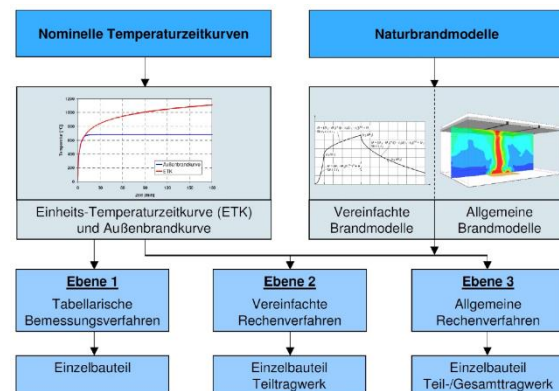


Abb. 2: Übersicht der Nachweisverfahren nach DIN EN 1991 ff [2]

2.1 Tabellarische Bemessung

Bei der tabellarischen Bemessung wird die vorhandene Konstruktion mit Brandversuchen verglichen. Unter Ansatz der Einheitstemperaturkurve (ETK) wird als kritische Bauteiltemperatur ein Wert von 500° Celsius verwendet. Es wird also nachgewiesen, dass bei Einhaltung der Tabellenwerte die kritische Temperatur im Bauteil nicht oder gerade erreicht wird. Vereinfachend kann man davon ausgehen, dass bei der kritischen Temperatur der Abfall des Materialwiderstands gerade der Reduktion der Einwirkung im Brandfall entspricht.

Im Massivbau sind die maßgebenden Parameter die Bauteilabmessung und der Achsabstand der Betondeckung zum Schutz des Betonstahls vor zu hohen Temperaturen. Der Beton wirkt im Brandfall als Wärmespeicher und verhindert so, dass der Betonstahl seine Festigkeit verliert. In DIN EN 1992-1-2 Abschnitt 5 sind diese Tabellen dargestellt. Neben den singulären Kriterien des Bauteilquerschnitts sind für einen ausreichenden Brandschutz jedoch auch die Anschlüsselemente, die Verbindungselemente und Konstruktionen aus Kombinati-

onen verschiedener Materialien wichtig. Hierzu liefert die Ergänzungsnorm DIN 4102-4 (Mai 2016) einen wertvollen Beitrag. Materialübergreifend werden hier übliche Konstruktionen und Details wiedergegeben und stellen damit eine wertvolle Hilfe für den Praktiker dar.

Feuerverweh- standsklasse	Mindestmaße (mm)			
	Wanddicke/Achsabstand für			
	$f_{th} = 0,35$		$f_{th} = 0,7$	
	Brandbean- sprucht auf einer Seite	Brandbean- sprucht auf zwei Seiten	Brandbean- sprucht auf einer Seite	Brandbean- sprucht auf zwei Seiten
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

Abb. 3: Beispiel einer Bemessungstabelle nach DIN EN 1992-1-2 [7] - Mindestdicke und Mindestachsabstände für tragende Betonwände

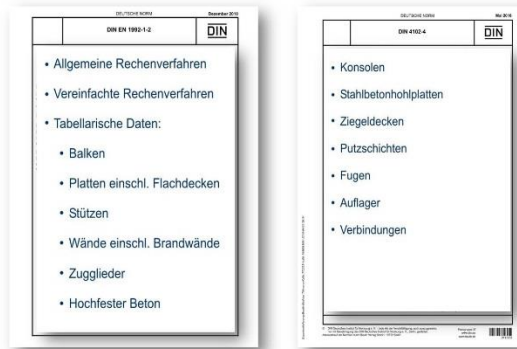


Abb. 4: Inhalte der Normen DIN EN 1992-1-2 [7] und DIN 4102-4 [8]

2.2 Vereinfachtes Rechenverfahren

Bei den vereinfachten Rechenverfahren wird nachgewiesen, dass der Bauteilwiderstand für die geforderte Feuerwehrendauer größer als die im Brandfall einwirkenden Belastungen ist. Dabei werden Vereinfachungen bei der Temperaturermittlung sowie dem tatsächlichen Brandverhalten der Materialien in Kauf genommen. Im Brandfall gilt entsprechend

$$R_{fi,d} \geq E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (1)$$

Zu beachten ist, dass der Lastfall Brand als außergewöhnliche Einwirkung gilt. Der Faktor η_{fi} berücksichtigt, dass die Lastfallkombination für den Brand vereinfachend aus der Lastfallkombination im Kaltfall abgeleitet werden darf. Der Wert darf vereinfachend zu 0,7 angenommen werden. Je nach der Größe der Nutzlast kann dieser auch noch geringer sein.

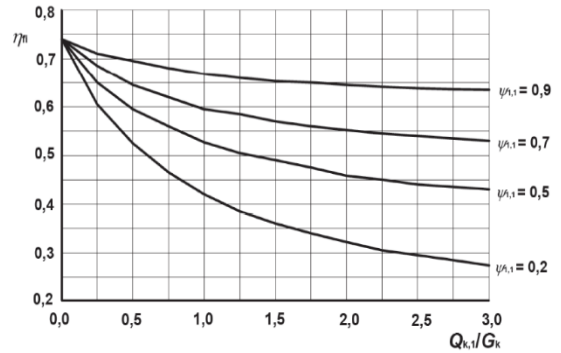


Abb. 5: Veränderung des Reduktionsfaktors η_{fi} als Funktion der Einwirkungen nach DIN EN 1992-1-2 [7]

Als Beispiel einer vereinfachten Rechenmethode soll hier die Zonenmethode nach DIN EN 1992-1-2 Anhang B.2 (Massivbau) angeführt werden. Dabei wird der Bauteilwiderstand unter Annahme von Materialschwächungen ermittelt und der Einwirkung gegenüber gestellt. Die Materialschwächungen betreffen zum einen den Beton und zum anderen den Betonstahl. Infolge des Brandes werden Randzonen des Querschnitts definiert, welche durch den Brand zermürbt sind und ausfallen. Für den Restquerschnitt des Betons sowie den Betonstahl wird temperaturabhängig eine Reduktion der Tragfähigkeit definiert und damit die restliche Tragfähigkeit ermittelt. Dabei dürfen auch Betonstäbe angesetzt werden, welche innerhalb der zermürbten Zone liegen.

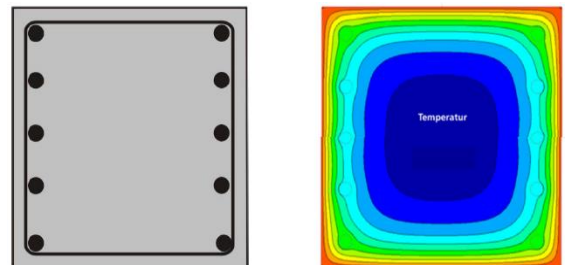


Abb. 6: Querschnitt einer Betonstütze und Isothermen bei 4seitiger Brandbeanspruchung nach [4]

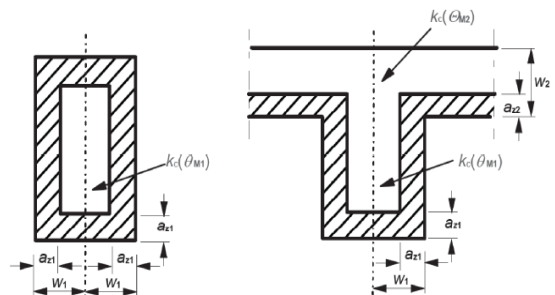


Abb. 7: Reduktion des Querschnitts durch Zonen nach DIN EN 1992-1-2 [7]

Im Fall von Biegeträgern, insbesondere Durchlaufsystemen, lässt sich das vereinfachte Verfahren nach DIN EN 1992-1-2 Anhang E anwenden. Ausgehend von den Isothermen für die gewählte Feuerwiderstandsdauer ermittelt man wiederum reduzierte Materialwiderstände und führt einen Vergleich der einwirkenden und widerstehenden Biegemomente. Beim Einfeldträger kann dabei eine höher gewählte Biegezugbewehrung günstig wirken, beim Durchlaufträger kann die „kalte“ Bewehrung an der Bauteiloberseite die Biegetragfähigkeit erheblich vergrößern. Prinzipiell wird dabei eine Momentenumlagerung vorausgesetzt. Es ist zu beachten, dass die obere Bewehrung dem geänderten Momentenverlauf entsprechen muss und die Brandbeanspruchung natürlich nur dreiseitig zulässig ist. Der Biegezugwiderstand des Einfeldträgers lässt sich wie folgt ermitteln:

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \cdot k_s(\theta) \cdot M_{Ed} \cdot \frac{A_{s,vorh}}{A_{s,erf}} \geq M_{Ed,fi} \quad (2)$$

Das Verhältnis der vorhandenen zur erforderlichen Bewehrung und dem einwirkenden Biegemoment stellt den Biegezugwiderstand im Kaltfall dar. Dieser wird vergrößert mit dem Sicherheitsbeiwert ($\gamma_{s,fi} = 1,0$) und verringert mit $k_s(\theta)$ entsprechend nachfolgender Abb.:

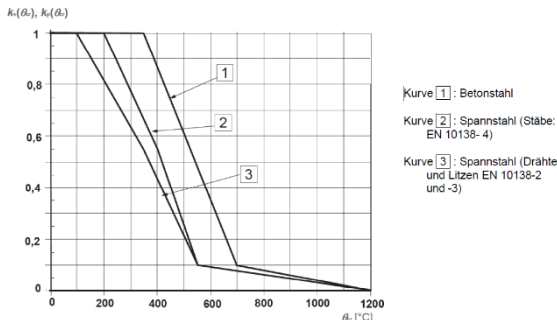


Abb. 8: Reduktion der Stahltragfähigkeit in Abhängigkeit der Temperatur nach DIN EN 1992-1-2 [7]

Beim Durchlaufsystem ermitteln sich zusätzlich die Widerstandsmomente an der Stütze zu

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \cdot M_{Ed} \cdot \frac{A_{s,vorh}}{A_{s,erf}} \cdot \frac{(d-a)}{d} \geq M_{Ed,fi} \quad (2)$$

Dabei entfällt die temperaturabhängige Reduktion der Stahlfestigkeit – Oberseite ist ja kalt – und die unterseitige Brandbeanspruchung wird durch die Reduktion des inneren Hebelarms berücksichtigt. Die Momentenumlagerung ist dabei an bestimmte konstruktive Randbedingungen gebunden, wie z.B. die Einhaltung der Mindestbauteildicken. Selbstverständlich muss auch die notwendige Querschnittsrotation dazu möglich sein.

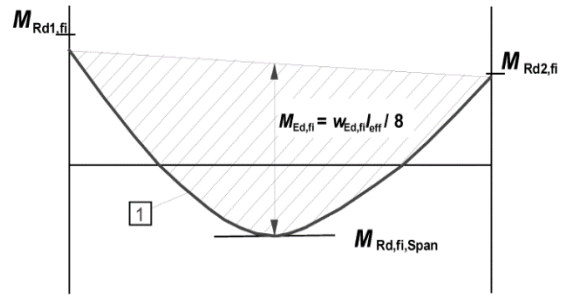


Abb. 9: Biegemomenteverteilung zur Gewährleistung des Gleichgewichts nach DIN EN 1992-1-2 [7]

Ein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit und konstruktiver Bewehrungen ist in der Regel nicht erforderlich, da hier normalerweise größere Tragreserven vorhanden sind.

Das Hauptaugenmerk beim Brandschutznachweis wird sehr oft auf die Querschnitts- oder Bauteilnachweise gelegt. Dabei sind es oftmals die Detailnachweise, welche erhebliche Schwierigkeiten bereiten. Für Bauwerksdetails, wie Konsolen, Fugen, Fragen zu Deckbelägen oder auch Aussparungen können die tabellarischen Ergebnisse in der DIN 4102-4 [8] herangezogen werden, bei Aussparungen etc. sind ebenso vereinfachte Rechenverfahren sinnvoll, dann mit einer eigenen Temperaturfeldberechnung gekoppelt.

Für den Brandschutznachweis bei Kragstützen wird auf den Nationalen Anhang [9] und [10] der DIN EN 1992-1-2 verwiesen.

Für den Stahlbau gibt die DIN EN 1993-1-2 [11][12] ähnliche vereinfachende Nachweisverfahren vor. Es wird unterschieden zwischen Nachweisen auf Tragfähigkeitsebene oder auf Temperaturebene. Beim Tragfähigkeitsnachweis wird analog zu Formel (1) verfahren, auf Temperaturebene führt man den Nachweis, dass eine gewisse kritische Temperatur in der gewählten Feuerwiderstandsdauer nicht erreicht wird. Hintergrund ist natürlich das Absinken der Stahltragfähigkeit mit zunehmender Temperatur, analog zum Betonstahl. Die kritische Temperatur ergibt sich, vereinfachend dargestellt, aus dem Vergleich der reduzierten Einwirkung (außergewöhnliche Lastfallkombination bei Brand) und des dazu gehörenden Traglastabfalles infolge des Temperaturanstiegs. Im allgemeinen liegt diese kritische Temperatur bei ca. 500°C, natürlich abhängig von der Stahlsorte resp. deren Legierungen.

DIN EN 1993-1-2 [11][12] gibt Gleichungen zur Berechnung der Temperaturerhöhungen in bekleideten und unbedeckten Querschnitten an.

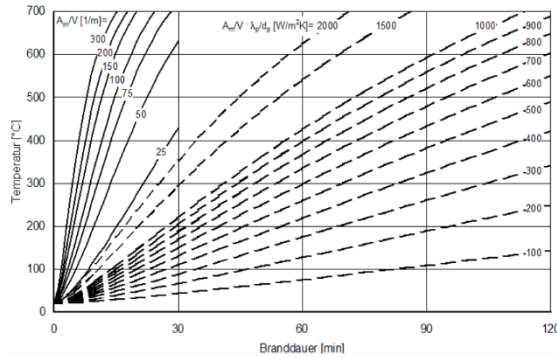


Abb. 10: Temperaturen bei ETK-Bbeanspruchung in ungeschützten (A_m/V) und bekleideten Stahlprofilen ($A_p/V \times \gamma_p/d_p$) nach [13]

Man wird aus wirtschaftlichen Gründen immer versuchen den Nachweis für unbekleidete Stahlquerschnitte zu führen, im Allgemeinen und bei längeren Feuerwiderstandsdauern (>F60) wird man jedoch nicht umherkommen den Stahl zu bekleiden. Dies geschieht entweder durch einen feuerhemmenden Anstrich oder eine Beplankung (z.B. Promat) oder Brandschutz-Spritzputz.

Im Holzbau geht man einen vergleichbaren Weg wie beim Zonenmodell über gewisse Abbrandraten am Holzquerschnitt (DIN EN 1995-1-2). Der Nachweis erfolgt dann nach Formel (1) ebenso über eine Reduktion der Einwirkungen bei reduzierten Materialkennwerten und einem reduzierten Bauteilquerschnitt.

Zu beachten ist, dass auch die Anschlussknoten sowie die Verbindungsmittel entsprechend nachzuweisen sind. Nicht selten greift man zum Mittel der Abschottung durch eine Brandschutzbekleidung. Schraubenköpfe werden vertieft eingebaut und verschlossen.

Material	β_b mm/min	β_s mm/min
a) Nadelholz und Buche		
Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,8
b) Laubholz		
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
Vollholz oder Brettschichtholz mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) Furnierschichtholz		
mit einer charakteristischen Rohdichte von $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,7
d) Platten		
Holzbekleidungen	0,9 ^a	–
Sperrholz	1,0 ^a	–
Holzwerkstoffplatten außer Sperrholz	0,9 ^a	–

a Die Werte gelten für eine charakteristische Rohdichte von 450 kg/m^3 und eine Werkstoffdicke von 20 mm, für andere Werkstoffdicken und Rohdichten, siehe 3.4.2. (9)

Abb. 11: Bemessungswerte der Abbrandraten für Bauholz, Furnierschichtholz, Holzbekleidungen und Holzwerkstoffe nach DIN EN 1995-1-2 [14][15]

2.3 Allgemeine Rechenverfahren

Bei den allgemeinen Rechenverfahren werden weitestgehend alle Einflussparameter eines Brandes berücksichtigt. Grundsätzlich besteht ein allgemeines Verfahren immer aus zwei Berechnungen, der Temperaturfeldberechnung sowie der Spannungsberechnung. Folgende wesentliche Unterschiede zu den einfachen Verfahren lassen sich feststellen:

- Als Brandeinwirkung kann sowohl die ETK als auch Naturbrandmodelle verwendet werden
- Die Temperaturfeldberechnungen und die Spannungsberechnungen werden unter den zeitabhängig und temperaturabhängigen Veränderungen der Materialien durchgeführt;
- Es wird die gesamte Branddauer, auch die Abkühlphase berücksichtigt,
- Es werden Verformungen des Tragwerks berücksichtigt (u.a. für die Theorie II. Ordnung bei Stabilitätsproblemen sowie Zwangsschnittgrößen infolge Ausdehnungen)
- Die verwendeten Rechenprogramme müssen validiert werden.

Beispielhaft werden nachfolgend die temperaturabhängigen Materialparameter für den Beton dargestellt.

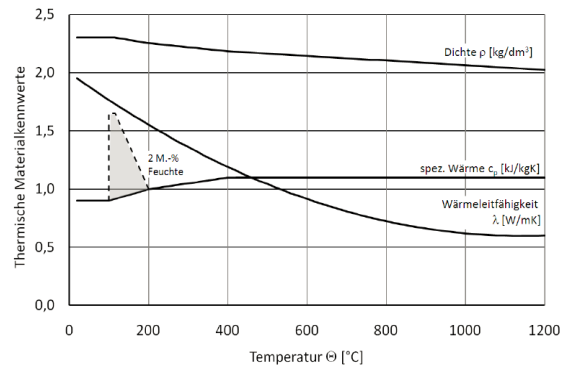


Abb. 12: Rechenwerte der temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte von Beton [2]

Grundsätzlich dürfen allgemeine Rechenverfahren nur in Abstimmung mit Behörde oder Prüferingenieur angewandt werden [9]. Die zunehmende Digitalisierung auch im Bauwesen führt zu einer vermehrten Verfügbarkeit von speziellen Computerprogrammen, welche allgemeine Rechenverfahren für die Praxis anwendbar machen. Es sollte den verantwortlichen Bauingenieur aber nicht dazu verleiten auf ingenieurmäßige Kontrollen oder gar sein Verständnis zum Tragverhalten zu verzichten.

Abschließend soll noch auf die Brandbeanspruchungen im Allgemeinen eingegangen werden. Neben den normierten Temperaturzeitkurven

- Einheits-Temperaturzeitkurve
- Hydrokarbon-Brandkurve (Flüssigkeitsbrand)
- Außenbrandkurve
- Spezielle Brandkurven für Straßen- oder Eisenbahntunnel,

gibt es die Möglichkeit die Brandkurve den realen Bedingungen anzupassen. Diese werden als Naturbrandkurven bezeichnet. Regelungen hierzu finden sich in DIN EN 1991-1-2/NA. Da die normativen Vorgaben für den Brandschutznachweis auf den nominalen Temperaturzeitkurven beruhen, stellen Naturbrandszenarien eine Abweichung von der MBO dar und sind mit der Bauaufsicht abzustimmen.

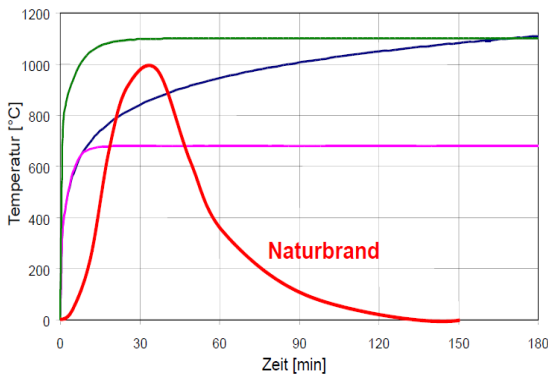


Abb. 13: Brandkurven [16]

3 Beispiele aus der Praxis

Im Weiteren sollen einige Beispiele aus der Praxis zum konstruktiven Brandschutz benannt werden. Zunächst soll anhand eines Spannbetonfertigteilträgers die übliche Vorgehensweise dargestellt werden und im Anschluss einige ausgesuchte Fälle, die im Allgemeinen über eine Zustimmung im Einzelfall ausgeführt wurden.

3.1 Betonfertigteile aus Spannbeton

Zunächst soll anhand eines tabellarischen Nachweises die Feuerwiderstandsdauer festgestellt werden und im Anschluss eine weiterführende Berechnung nach der Zonenmethode gezeigt werden.

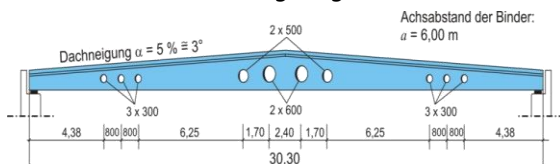


Abb. 14: Beispiel eines Spannbetonbinder [17]

Ausgehend von dem in Abb. 14 dargestellten Binder lässt sich der Nachweis des Feuerwiderstands F30 anhand von Tabelle 5.5 in DIN EN 1992-1-2 ermitteln.

Breite des Binders:

$$b_w = 190\text{mm} \geq b_{min} = 160\text{mm} \quad (3)$$

Achsabstand der Längsbewehrung:

$$a = 15 + 8 + 14/2 = 30\text{mm} \geq 15\text{mm} \quad (4)$$

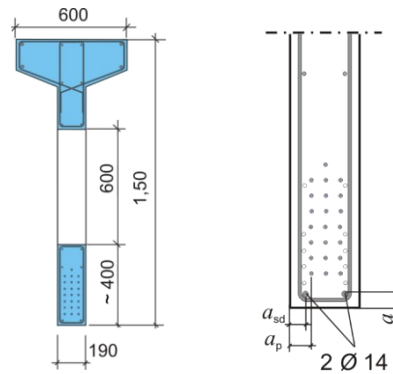


Abb. 15: Stegöffnung und Zuggurtquerschnitt [17]

Der Nachweis für die Stegöffnung erfolgt über die Mindestquerschnittsfläche des verbleibenden Zuggurtes nach DIN EN 1992-1-2 Abs. 5.6.1

$$A_c \geq 2 \cdot b_{min}^2 \quad (5)$$

$$A_c = 0,40 \cdot 0,19 = 0,08\text{m}^2 \geq 2 \cdot 0,16^2 = 0,051\text{m}^2$$

Im Weiteren soll mit der vereinfachten Rechenmethode nach DIN EN 1992-1-2 Abs. 4.2 Anhang B.2 gezeigt werden, dass sich der Binder auch in die Feuerwiderstandskasse F60 einordnen lässt. Bild B.5 der DIN kann zur Ermittlung der geschädigten Zonen verwendet werden. Für F60 erhält man für den Steg und die Zugzone ein Wert von 18mm, für die Druckzone eine Reduktion um 20mm. Um letztgenannten Wert muss der innere Hebelarm reduziert werden.

Die Stahltemperaturen nach 60 Minuten lassen sich anhand der Diagramme nach DIN ablesen zu 300°C im Spannstahl und 600°C im Betonstahl. Mit Abb. 8 lässt sich die jeweilige Reduktion der Stahltragfähigkeit abschätzen zu 70% und 34%. Damit erhält man die aufnehmbare Stahlzugkraft zu

$$F_{sd,fi} = k_s(q) \cdot f_{yk} \cdot A_{s,prov} = 0,34 \cdot 500 \cdot 3,1 \cdot 10^{-4} = 0,05 \text{ MN} \quad (6)$$

$$F_{pd,fi} = k_p(q) \cdot \beta \cdot f_{pk} \cdot A_{p,prov} = 0,70 \cdot 0,85 \cdot 1770 \cdot 20,5 \cdot 10^{-4} = 2,16 \text{ MN} \quad (7)$$

Die Gesamtzugkraft beträgt somit

$$F_{d,fi} = 2,16 + 0,05 = 2,21 \text{ MN} \quad (8)$$

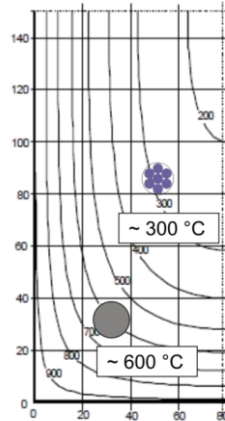


Abb. 16: Stahltemperaturen nach 60 min. nach [7]

Mit dem inneren Hebelarm von 1,20m erhält man als Biege widerstandsmoment und den Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von F60 zu

$$M_{Rd,fi} = F_{d,fi} \cdot z = 2,21 \cdot 1,20 = 2,65 \text{ MNm} > M_{Ed,fi} = 2,03 \text{ MNm} \quad (9)$$

Das einwirkende Biegemoment im Brandfall ergibt sich durch Abminderung nach DIN EN 1992-1-2 Bild 2.1.

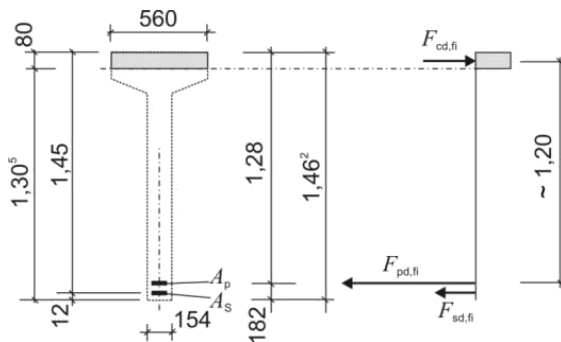


Abb. 17: Momentengleichgewicht für F60 [17]

3.2 Opernturm Frankfurt

Der Opernturm in Frankfurt ist ein 170m hohes Bürohochhaus bei dem an zwei Bauteilen besondere Nachweise des Brandschutzes erforderlich waren. Zum einen wurden extrem schlanke Spannbetonfertigteilträger für die Deckenkonstruktion eingesetzt, welche eine Vielzahl von Stegöffnungen für die Gebäudeausrüstung erhalten haben. Zum Nachweis des Brandschutzes F120 wurde ein vereinfachtes Rechenverfahren angewendet. Des Weiteren kam erstmalig der hochfeste Betonstahl SAS 670/800 in Hochhausstützen zum Einsatz. Sowohl für die Megastützen im Erdgeschoss als auch die Geschossstützen wurde der besondere Betonstahl vorgesehen. Der Brandschutznachweis wurde im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall mit einem allgemeinen Verfahren erstellt.



Abb. 18: Opernturm in Frankfurt [19]

3.2.1 Spannbetonträger mit Stegöffnung

Die Betonträger in den Hochhausdecken mit einer Spannweite von 12m mussten zur Höhenbegrenzung extrem schlank ausgebildet werden. Die Konstruktionshöhe der Plattenbalkendecke betrug 60cm, also einer Schlankheit von 1:20. Der Brandschutznachweis für F120 lässt sich anhand der Tabellenwerte führen, nicht so der Nachweis im Bereich der Stegöffnungen. Gerade die Spannlitzen im verbleibenden Zuggurt werden bei dem nunmehr vierseitigen Brandangriff sehr schnell heiß und verlieren die Festigkeit.



Abb. 19: Spannbetonträger mit großen Stegöffnungen beim Opernturm Frankfurt

Der Nachweis erfolgte in 2 Schritten. Zunächst wurden die Temperaturen des Trägers im Bereich der Stegöffnungen ermittelt. Dabei wurde die ETK verwendet, die Materialkennwerte für den Wärmetransport wurden temperatur-unabhängig eingesetzt. Aufgrund der komplexen Geometrien wurde eine 3D Finite Elemente Berechnung durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Spannlitzen nach 120 min sehr hohe Temperaturen über 500°C erhalten. Damit war der Nachweis für Biegung nach DIN EN 1992-1-2 Anhang E nicht mehr zu führen. Als Konsequenz wurde der Zuggurt um 30mm reduziert und stattdessen eine Brandschutzplatte in der Dicke von 40mm eingebaut. Damit konnten die Temperaturen im Litzenbereich großteils unter 400°C gehalten werden.

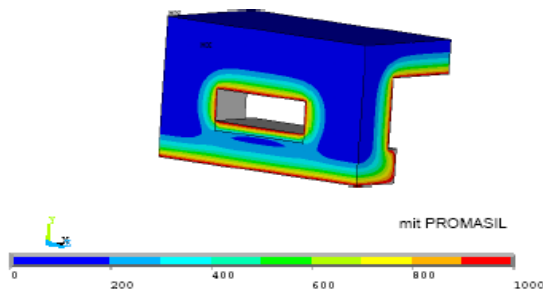


Abb. 20: Temperaturfeldberechnung des Trägers im Bereich der Stegöffnung, Opernturm Frankfurt

Im zweiten Schritt kann dann der Nachweis ausreichender Biegetragfähigkeit geführt werden. Dabei wird für jede einzelne Litze sowie die Betonstäbe die maximale Temperatur nach 120min abgelesen, die notwendige Abminderung der Tragfähigkeit ermittelt und schließlich der Biege widerstand jedes Stabes aufsummiert. Der Nachweis lautet demnach

$$M_{Rd,fi} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{s,fi}} \sum_{n=1}^k [k_{s,n}(\theta) \cdot A_{s,n} \cdot \beta_n \cdot f_{pk,n} \cdot z_n] \geq M_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot M_{Ed} \quad (9)$$

Die Querkrafttragfähigkeit wurde nicht nachgewiesen, da sich hier über die Gewölbewirkung des Betons Umlagerungsmöglichkeiten ergeben, auch wenn die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung absinkt. Bei einer guten Ingenieurlösung wird man ohnehin die Stegaussparungen nicht im Bereich großer Querkräfte anordnen.

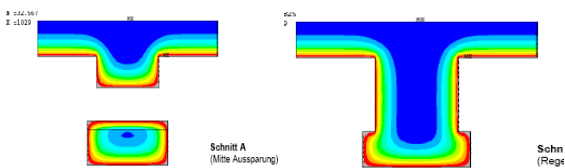
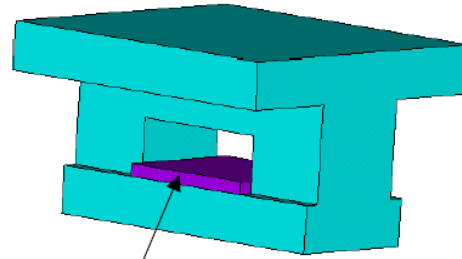


Abb. 21: Temperaturverlauf mit/ohne Stegöffnung, Opernturm Frankfurt



Annahme:
40mm PROMASIL –1000
(Calciumsilikat-Dämmplatte)

Abb. 22: Brandschutzbekleidung im Bereich der Stegöffnung, Opernturm Frankfurt

3.2.2 Megastütze mit hochfestem Betonstahl

Ausgehend von den beiden Megastützen mit den Abmessungen 1,20 x 1,20m und einer Design-Belastung von 119 MN wurde beim Opernturm der hochfeste Betonstahl SAS 670/800 auch in den Randstützen soweit erforderlich eingesetzt. Zur Umsetzung eines Bewehrungsgehalts von 12% wurde auf Stabdurchmesser bis 75mm zurückgegriffen. Infolge dieser Abweichungen wurde eine Zustimmung im Einzelfall (ZIE) erforderlich. In diesem Rahmen war auch die Frage des Brandschutzes zu lösen.



Abb. 23: Versuchsstütze mit hoch-festem Betonstahl für den Brandversuch [20]

Zunächst wurden an der Uni Braunschweig 2 Stützenversuche in der Brandkammer durchgeführt. Die Versuchsstützen waren natürlich geringer in den Abmessungen und hatten dennoch Stäbe mit bis zu 75mm Durchmesser. Der Beton war normalfest C50/60. Zur Vermeidung von Betonabplatzungen wurden 3 kg/cbm Polypropylenfasern zugegeben.

Die Messergebnisse zeigen, dass die Verformungen ab ca. 160min Branddauer überproportional zunehmen und bei ca. 190min das Versagen der Stütze erreicht wird.

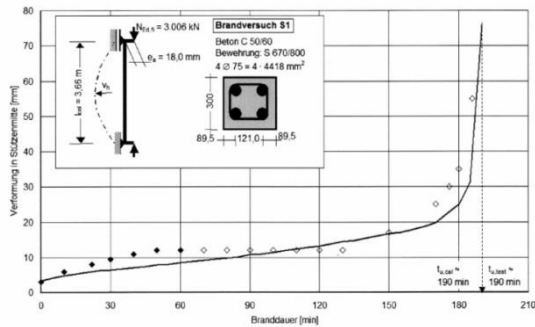


Abb. 24: Messergebnis Brandversuch [20]

Anhand dieser Versuchsergebnisse wurde sodann das Computerprogramm kalibriert und die im Bauwerk vorgesehenen Stützen berechnet. Bei der Berechnung nach dem allgemeinen Verfahren wurden die brand-spezifischen Materialparameter temperaturabhängig berücksichtigt und der Temperaturentwicklung der Berechnung nach Theorie II. Ordnung als Belastung aufgegeben. Die Ergebnisse zeigen, dass die Megastütze mit dem relativ großen Betonquerschnitt erwartungsgemäß unkritisch ist, während die „dünnere“ Randstütze ihre Tragfähigkeit schon nach 126min erreicht. Notwendig ist eine Feuerwiderstandsdauer von 120min.



Abb. 25: Bewehrungskorb der Megastütze im Opernturm Frankfurt

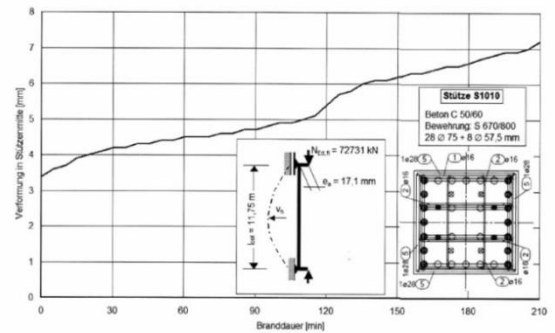


Abb. 26: Berechnungsergebnis Megastütze Opernturm Frankfurt [20]

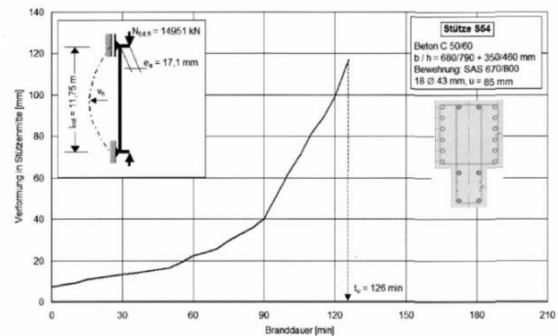


Abb. 27: Berechnungsergebnis Randstütze Opernturm Frankfurt [20]

3.3 Taunusturm Frankfurt

Beim Folgeprojekt dem Taunusturm in Frankfurt wurde der Steg bei den Spannbetonfertigteilträgern derart verbreitert, dass der Brandschutznachweis ohne zusätzliche Brandschutzbekleidung erreicht werden konnte. Daneben wurden für die Stützen mit hochfestem Betonstahl, den Stumpfstoß der Fertigteilstützen sowie die Konsolen eigene Brandgutachten erstellt.

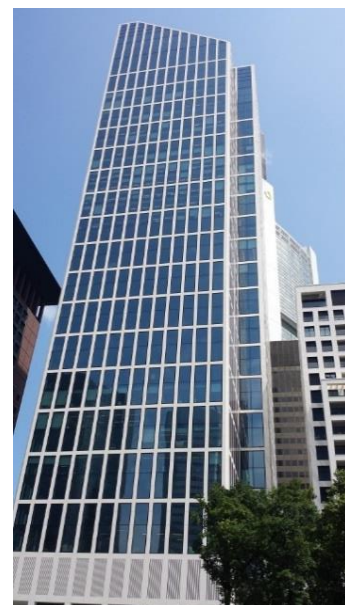


Abb. 28: Taunusturm Frankfurt [21][22][23]

3.3.1 Stützen mit hochfestem Betonstahl

Die Stützen beim Taunusturm wurden wiederum mit dem hochfesten Betonstahl SAS 670/800 bewehrt. Hier wurden die Stützen jedoch komplett als Betonfertigteilstützen hergestellt. Die Querschnitte waren deutlich schlanker und höher bewehrt als diejenigen beim Opernturm. Der Bewehrungsgrad betrug nahe 15%.



Abb. 29: Bewehrungskorb der Fertigteilstützen mit SAS 670/800 beim Taunusturm Frankfurt [21]

Die Tragfähigkeit im Brandfall wurde wiederum mit einem allgemeinen Rechenverfahren nachgewiesen. Dabei gibt die horizontale Verformung nach Theorie II. Ordnung das Versagen vor. Nahezu alle Stützen zeigen eine ausreichende Tragfähigkeit, bei einer Stütze wurde der Betonstahlquerschnitt resp. der Achsabstand der Bewehrung erhöht. Insgesamt ist die Tragfähigkeit bei derart hohen Bewehrungsgraden stärker durch den Brandlastfall beeinflusst, die großen Stabdurchmesser führen jedoch zu relativ großen Achsabständen, weshalb die Temperatur im Betonstahl nicht so schnell ansteigt.

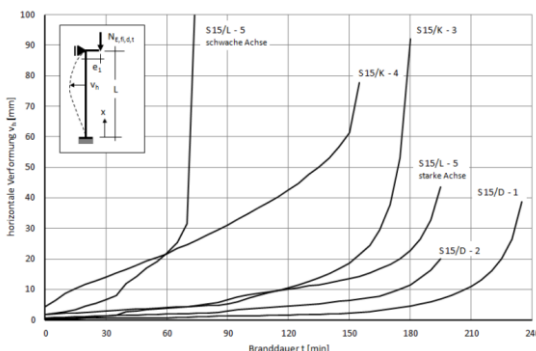


Abb. 30: Tragfähigkeit der Stützen mit SAS 670/800 beim Taunusturm Frankfurt [22]

3.3.2 Stützenstumpfstoß mit Stahlplatte

Beim Stumpfstoß dieser Stützen stellten sich bezüglich des Brandschutzes zwei Fragen. Zum einen müssen die Temperaturen in der stirnseitigen Stahlplatte beachtet werden und darüber hinaus stellte sich die Frage inwieweit der Wärmeeintrag über die Stirnseite in die Bewehrungsstäbe erfolgen kann.

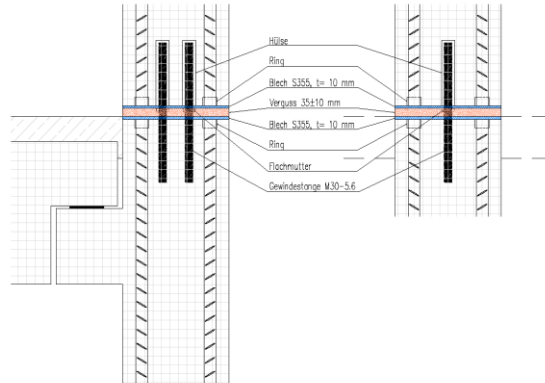


Abb. 31: Stützenstumpfstoß beim Taunusturm Frankfurt [21]

Eine 3dimensionale Wärmefeldberechnung zeigt, dass sowohl der Stützenbeton als auch der Vergussbeton die eingetragene Wärme gut ableiten, so dass weder die Stäbe noch die Fußplatte nennenswerte Temperaturerhöhungen erhalten. Die maximale Stahltemperatur lag nach 120min unterhalb der 400°C - Grenze. Dabei wurde sowohl die außenseitige Wärmedämmung als auch der innenseitige Mörtelverguss angesetzt.

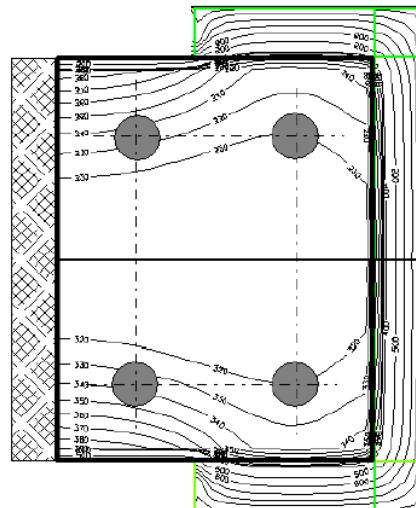


Abb. 32: Temperaturverteilung in der Stahlplatte des Stützenstumpfstoßes beim Taunusturm Frankfurt [22]

3.3.3 Konsolen

Beim Taunusturm kamen zur Lagerung der Spannbetonbalken sowohl Stahlkonsolen als auch Betonkonsolen zum Einsatz.

Bei den Stahlkonsolen musste eine unterseitige Trägeröffnung vorgesehen werden um den Träger montieren zu können. Ein Nachweis der Stahlkonsolen über eine Temperaturfeldberechnung misslang, weshalb letztlich unterseitig eine Brandschutzplatte aufgebracht wurde und mit einer ergänzenden in die Fuge eingebauten Brandschutzschnur, der gesamte Stahlquerschnitt abgeschottet wurde.



Abb. 33: Stahlkonsole Taunusturm Frankfurt [21]

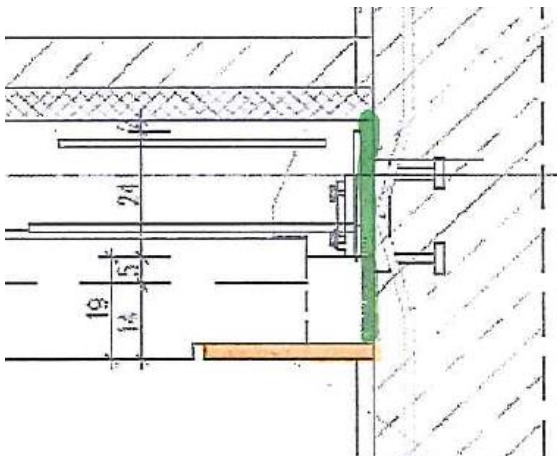


Abb. 34: Brandschutzplatte unter Stahlkonsole Taunusturm Frankfurt [21][22]

Die Betonkonsolen konnten mit den tabellarischen Verfahren nicht mehr nachgewiesen werden, weshalb auch hier eine Temperaturfeldberechnung gefolgt von einem einfachen Rechennachweis der Stahlzugkraft im Brandfall durchgeführt wurden. Es zeigte sich auch hier, dass die maßgebenden Temperaturen im Betonstahl nicht wesentlich über 400°C liegen. Die Betontragfähigkeit sinkt bei den vorliegenden Temperaturen nahezu nicht ab.

3.4 Sanierung KFW

Beim Bauvorhaben KFW in Frankfurt wurde ein nachträglich geführter Brandschutznachweis erforderlich. Die mit hochfestem Beton C60/75 hergestellten Stützen im Untergeschoss des 8geschoßigen Gebäudes sollten eine Brandschutzmatte zur Sicherung der Betondeckung erhalten. Aus verschiedenen Gründen wurde diese Bewehrung nicht

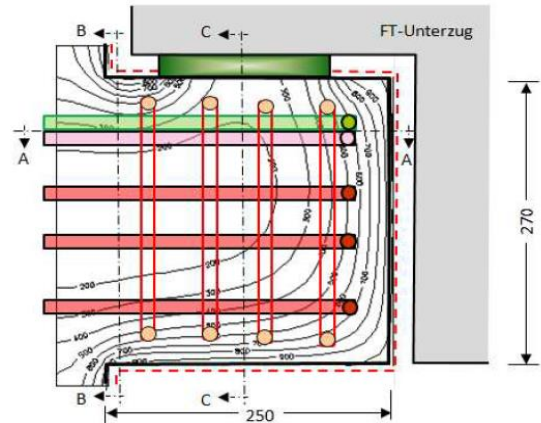


Abb. 35: Temperaturverteilung in der Betonkonsole Taunusturm Frankfurt [23]

eingebaut und so stellte sich die Frage der Brandersicherheit. Entscheidend dabei ist das Abplatzverhalten des Betons. Bei schneller Erwärmung im Brandfall dehnt sich die äußere Betonschale extrem schnell aus. Dies führt zu inneren Spannungen welche zusammen mit dem inneren Druck infolge Feuchteverdampfung zum Absprennen des Betons führen. Die Bügel sowie die umfänglich eingelegten Bewehrungsstäbe bilden dabei eine Schwachstelle.

Insbesondere bei hochfesten Betonen ist dieses Verhalten sehr ausgeprägt, weshalb der Einbau eines zusätzlichen engmaschigen Bewehrungsnetzes oder alternativ der Einsatz von Polypropylenfasern in den Beton vorgeschrieben sind.

Nach einem allgemeinen Rechenverfahren wurden zunächst die Bauteiltemperaturen berechnet und anschließend eine nicht-lineare Stützenberechnung durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass infolge des Abplatzens der Betondeckung, der Betonstahl sehr hohe Temperaturen von 700 – 1000°C erhält und damit seine Tragfähigkeit nahezu verliert. Ein Nachweis für F90 war nicht möglich, weshalb als Sanierungsmaßnahme ein ergänzender Brandschutzputz in ausreichender Dicke aufgetragen wurde. Letzterer benötigt natürlich eine bauaufsichtliche Zulassung.

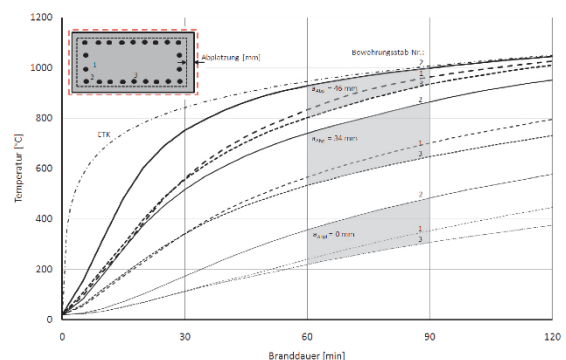


Abb. 36: Bewehrungstemperaturen bei unterschiedlichen Abplatztiefen beim Bauvorhaben KFW-Westarkade Frankfurt [24]

4 Literatur

- [1] Musterbauordnung des Bundes und der Länder (MBO), Fassung Nov. 2002.
- [2] Hosser, D.: Leitfaden - Ingenieurmethoden des Brandschutzes, vfdB, Braunschweig, 3. Auflage Nov. 2013.
- [3] Zehfuß, J.: Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung, Braunschweig, Dissertation, 2004.
- [4] Tillmann, M.: Brandschutzbemessung im Fertigteiltbau, Vortrag Darmstädter Betonfertigteiltage, Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteiltbau e.V., Darmstadt, April 2016.
- [5] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, März 1994, Beuth Verlag, Berlin.
- [6] Muster-Richtlinie über den Bau und Betrieb von Hochhäusern (Muster-Hochhaus-Richtlinie - MHHR) Fassung April 2008
- [7] DIN EN 1992-1-2: 2010-12, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken-Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall;
- [8] DIN 4102-4: 2016-05, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile
- [9] DIN EN 1992-1-2 NA: 2010-12, Nationaler Anhang: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [10] DIN EN 1992-1-2 NA/A1: 2015-09, Nationaler Anhang: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall; Änderung A1
- [11] DIN EN 1993-1-2: 2010-12, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall;
- [12] DIN EN 1993-1-2/NA: 2010-12, Nationaler Anhang: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall
- [13] Schaumann, P.: Brandschutznachweise für ungeschützte Stahlkonstruktionen, Näherungsformeln für die Erwärmung nach ETK. Bundesbaublatt, Heft 7, S. 69-71, 1999.
- [14] DIN EN 1995-1-2: 2010-12, Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall;
- [15] DIN EN 1995-1-2/NA: 2010-12, Nationaler Anhang: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall;
- [16] Kampmeier, B.: Heißbemessung Naturbrand, Vortrag auf der Arbeitstagung des VPI Baden-Württemberg, Baden-Baden, Juni 2014.
- [17] Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteiltbau (FDB): Broschüre „Spannbetonbinder nach Eurocode 2“, Bonn 2015.
- [18] Falkner, H., Gerritzen, D., Jungwirth, D., Sparowitz L.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800, Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 5.
- [19] Bachmann, H., Benz, M., Falkner, H., Gerritzen, D., Wlodkowski, H.: Das neue Bewehrungssystem; Druckglieder mit hochfestem Betonstahl SAS 670/800; Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 8.
- [20] Hosser, D.: Zum Brandverhalten von Stützen mit hochfestem Stahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Opernturm Frankfurt, Gutachtliche Stellungnahme Nr. G 07 011, TU Braunschweig, August 2007.
- [21] Bachmann, H.; Benz, M.: Hochhaus TaunusTurm. Technischer Bericht zur Erlangung einer Zustimmung im Einzelfall für die Herstellung der Hochhausstützen mit hochfestem Betonstahl S670/800. Ed. Züblin AG, Technisches Büro Konstruktiver Ingenieurbau, Stuttgart, vom 02.10.2011).
- [22] Hosser, D.: Zum Brandverhalten von Stützen mit hochfestem Stahl SAS 670/800 beim Bauvorhaben Taunusturm Frankfurt, Gutachtliche Stellungnahme Nr. G 12 007, TU Braunschweig, März 2012.
- [23] Hosser, D.: Zum Brandverhalten von Stahlbetonkonsolen von Fertigteilstützen beim Bauvorhaben Taunusturm Frankfurt, Gutachtliche Stellungnahme Nr. G 12 013, TU Braunschweig, Mai 2012.
- [24] Hosser, D.: Brandschutztechnischer Nachweis von Stahlbetonstützen aus hochfestem Beton C60/75 Bauvorhaben: Gutachtliche Stellungnahme Nr. G 08 011 KfW-Westarkade, Frankfurt April 2008.

Autor

Dr.-Ing. Hubert Bachmann

Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3
70567 Stuttgart

Betonangriff durch chemische Risikostoffe

Bernhard Middendorf

Zusammenfassung

Bei der Betonkorrosion werden korrosionsfördernde Risikostoffe durch wässrige Lösungen an das Bauteil herangetragen. Sie können durch leichtlösliche oberflächliche Neubildungen zu lösender oder durch voluminöse im Gefügeinneren entstehende Neubildungen, ggf. mit reaktiven Komponenten, zu einer treibenden Korrosion führen. Zum einen werden die Grundlagen dieser beiden wesentlichen Korrosionstypen zusammengefasst dargestellt und zum anderen wird der Widerstand gegen chemischen Angriff von gefügendichten ultrahochfesten Betonen betrachtet, welche überwiegend zur Herstellung filigraner Bauteile mit stark reduzierten Querschnitten oder in besonders chemisch und/oder mechanisch exponierten Bereichen eingesetzt werden. Eine Ableitung des chemischen Widerstands aus den gemessenen Werten der Druckfestigkeiten ist bei ultrahochfesten Betonen nicht möglich, da das Zementsteingefüge mit seinen charakteristischen Eigenschaften hinsichtlich Phasenbestand, Porosität und Porenradialverteilung den entscheidenden Einfluss auf die Korrosionswiderstandsfähigkeit hat.

1 Einleitung

Chemische Risikostoffe können einerseits einen lösenden oder andererseits einen treibenden Angriff auf Beton auswirken und reduzieren somit dessen Nutzungsdauer und Dauerhaftigkeit. Betondauerhaftigkeit ist definiert als die Fähigkeit unter vorgesehener Exposition Witterungseinflüssen, chemischen Angriffen, Abrieb oder anderen Prozessen, die zur Verschlechterung seiner ursprünglichen Form, Qualität und Gebrauchstauglichkeit führen, zu widerstehen. Unter Dauerhaftigkeit wird auch ein befriedigendes und bedingungsgemäßes Verhalten hinsichtlich Sicherheit, Gebrauchsfähigkeit und Ästhetik während der angestrebten Nutzungsdauer verstanden. Auf welche Weise dieses angestrebte Verhalten eines Bauwerkes erreicht wird, hängt sowohl von der Bemessungsphilosophie als auch von Wirtschaftlichkeitsüberlegungen ab. In die Wirtschaftlichkeitsüberlegungen müssen neben den Herstellungskosten auch die Kosten für Wartung und Instandhaltung einbezogen werden. Dauerhaftigkeitsreduzierungen durch die Einwirkung chemischer Risikostoffe treten üblicherweise bereits zu Beginn der Nutzungsdauer auf und verschlechtern die Materialeigenschaften sukzessive mit der Zeit. Nicht immer haben jedoch Materialverschlechterungen durch die jeweilige Exposition einen unmittelbaren Einfluss auf die Sicherheit des Bauteils oder Bauwerks.

Wird Beton durch aggressive Medien chemisch angelöst, führt dies schrittweise zu mikrostrukturellen Schäden, die eine mögliche Reduktion der Gebrauchstauglichkeitsdauer bis hin zur Gefährdung der Sicherheit nach sich ziehen kann. Treibende

Reaktionen führen anfänglich ebenfalls zu mikrostrukturellen Schädigungen, die sich zu Gefügerissen erweitern, was dann häufig die Nutzungsdauer des Bauteils oder Bauwerks beendet.

Im Folgenden werden chemische Risikostoffe im Hinblick auf die Betonschädigung betrachtet; dabei wird zwischen lösendem und treibendem Angriff unterschieden und es wird auf die Berücksichtigung der Normen bei chemischem Angriff eingegangen. Einen Hauptpunkt stellt die Resistenzbewertung von modernen gefüggedichten Hochleistungsbetonen dar.

2 Chemische Risikostoffe

2.1 Allgemeines

Wenn der Nichtfachmann chemische Risikostoffe in Kombination mit Betonschädigung hört, denkt er meist an „ausgefallene“ chemische Substanzen die Betone extrem stark schädigen können. Ein viel diskutiertes und deutlich überbewertetes Beispiel stellen die Enteisungslösungen von Flugzeugen auf Beton-Runways dar. Dabei handelt es sich überwiegend um Glykol/Wasser-Gemische, die wie andere organische mehrwertige Hydroxylverbindungen (z.B. Glycerin) Beton schwach angreifen, aber bei weitem nicht die Hauptrisikostoffe darstellen. Unabhängig von der immer weiter steigenden Anzahl der Normalzemente nach DIN EN 197-1 [1] sind die wesentlichen chemischen Risikostoffe und deren Wirkungsweise bekannt und es wird deren schädigender Wirkung durch betontechnologische Maßnahmen entgegengewirkt.

In Knöfel [2] ist eine detaillierte Übersicht von auf Zementstein wirkenden Substanzen angegeben.

2.2 Betonangriff durch lösenden Angriff

Beim lösenden Angriff dringen schädliche mit Wasser verdünnte anorganische oder organische Säuren oder austauschfähige Salze in das Betongefüge ein, reagieren mit den Bestandteilen des Betons und lösen diese aus der festen Betonstruktur heraus. In Tab. 1 sind die wesentlichen lösenden Risikostoffgruppen zusammengestellt.

Tab. 1: Lösende Risikostoffe

Risikostoff	Schädigungstyp	Schädigungswirkung
weiches Wasser $\leq 3^\circ \text{dH}$	Lösen des Zementsteins und des Ca(OH)_2	gering
starke Laugen (NaOH, KOH)	Lösen der CAH- und C(A,F)H-Verbindungen	gering
anorganische Säuren (z.B. H_2SO_4 , HCl, HNO_3 , H_2CO_3)	Lösen des Zementsteins (CSH-Phasen) durch Bildung leichtlöslicher Salze	gering bis sehr stark
organische Säuren (z.B. Essig-, Ameisen-, Milch-, Zitronensäure)	Lösen des Zementsteins durch Bildung leichtlöslicher Salze	gering bis stark

Neben den in Tab. 1 aufgelisteten betonangreifenden organischen und anorganischen Säuren können auch säurehaltige und säurebildende Substanzen wie Steinkohlenteerdestillate, bestimmte Industrieabfälle, Fruchtsäfte, Milchprodukte, Salze schwacher Basen und verschiedene Naturwässer zu einer Betonzerstörung führen. Die meisten Ammoniumsalze reagieren mit dem Kalk des Zementsteines unter Bildung von Ammoniakgas und einem wasserlöslichen Calciumsalz; dieser Vorgang führt zu Auslaugungen. Tierische Exkremente können durch Oxidation ebenfalls betonangreifende Säuren bilden. Tierische Fette reagieren mit dem alkalischen Zementstein unter Bildung von Calciumseifen und Alkoholen [3]. Der Reaktionsmechanismus einiger weniger seltenerer betonangreifender Stoffe ist bisher noch nicht vollständig aufgeklärt. Meerwasser wirkt wegen seines hohen Sulfatgehaltes bei geringer Betondichtigkeit zerstörend oder treibend auf Betone, die nicht mit C_3A -reduzierten SR-Zementen hergestellt sind. Der Angriffsgrad wächst i.d.R. mit zunehmender Konzentration der angreifenden Lösung. Bei einigen hochkonzentrierten Elektrolyten ist es jedoch umgekehrt. Bei pH-Werten < 7 wächst die Angriffswirkung mit abnehmendem pH-Wert. Aggressive, trockene Gase können nur zerstörend wirken, wenn im Betoninneren

genügend Feuchtigkeit vorhanden ist. Bei aggressiven feuchten Gasen hingegen steigt der Korrosionsgrad. Die Bewertung als Risikostoff hängt somit nicht nur von dessen chemischer Zusammensetzung ab, sondern auch von der Betonqualität und von bestimmten Umweltfaktoren wie Temperatur, Druck und wiederholten Feuchtigkeitsänderungen. Durch je 10°C Temperaturzunahme wird die chemische Angriffswirkung ungefähr verdoppelt bis verdreifacht. Darüber hinaus fördern steigende Temperaturen die Austrocknung des Betons und erhöhen somit seine Gas- und Wasserdurchlässigkeit. Abnehmende Temperaturen verstärken zusätzlich durch Schwinden die Rissbildung und begünstigen das Eindringen aggressiver Flüssigkeiten [3].

Carbonate, Nitrate, Silikate und einige Chloride und Fluoride zählen nicht zu aggressiven Risikostoffen. Hartes kalkreiches Wasser ist im Allgemeinen für Beton günstig, da es die Hydratation fördert. Andere schwach alkalische Lösungen sind im Allgemeinen ungefährlich. Mineralölprodukte und Steinkohlenteeröle, die keine sauren Bestandteile oder fetten Öle enthalten, sind für ausreichend erhärteten Beton ebenfalls ungefährlich; es können jedoch unerwünschte Verfärbungen auftreten. Ein Schutz des Betons gegen chemische Angriffe ist häufig bei Laborgebäuden und Anlagen der chemischen oder Nahrungsmittelindustrie, Silos, Naturzugtürme von Kohlekraftwerken, Abwasserkanälen und Kläranlagen notwendig. In Sonderfällen in denen die Grenzwerte der betonangreifenden Wässer nach DIN 4030 [4] überschritten werden sind auch Schutzmaßnahmen bei Gründungen, Brückenpfeilern, Fahrbahnplatten oder Talsperren notwendig.

2.3 Betonangriff durch treibenden Angriff

Beim treibenden Angriff reagieren sulfathaltige Wasser oder Böden mit dem Beton, wenn die verwendeten Zemente keinen ausreichenden Sulfatwiderstand aufweisen. Durch Einwirken sulfathaltiger Lösungen auf erhärteten Beton oder zementgebundene Mörtel reagieren C_3A und/oder dessen Hydratationsprodukte mit dem Sulfat und es kommt zur treibenden und gefügezerstörenden Bildung durch Ettringit. Bei sehr hohen Sulfatkonzentrationen kann das während der Zementhydratation gebildete Calciumhydroxid mit dem Sulfat zu Gips reagieren, welcher ebenfalls treibend wirkt.

Bei tiefen Temperaturen im Bereich von $0\text{-}15^\circ \text{C}$ bei gleichzeitiger hoher Betonfeuchtigkeit, pH-Werten $> 10,5$ und dem Vorhandensein von Sulfat- und Carbonat-Ionen können Calciumsilikate und/oder CSH-Phasen zu Thumasit ($\text{Ca}_3[\text{CO}_3/\text{SO}_4/\text{Si(OH)}_6] \cdot 12 \text{H}_2\text{O}$) reagieren, was mit einem Festigkeitsverlust des Betons einhergeht. Da Thumasit bei 5°C 100-fach weniger löslich ist als bei 20°C , führen permanent tiefe Temperaturen dann zu einem erhöhten Thumasitbildungspotential. Ein prominentes

Beispiel ist die Zersetzung von Fundamenten zahlreicher Wohngebäude in Kanada durch Thaumasilbildung, deren Betone mit hohen Gehalten an Flugasche hergestellt worden sind.

Trotz Kenntnis der Reaktionsmechanismen und vorliegenden Richtlinien des DAfStb [5] kommt es doch immer wieder vor, dass bei Betonen mit schlecht kristallisierten oder amorphen silikatischen Gesteinskörnungen und alkalireichem Zement ein Alkalitreiben (Alkali-Kieselsäure-Reaktion, AKR) das Gefüge nachhaltig zerstört. Es bilden sich im Gefüge AKR-Gele die durch Wasseraufnahme quellen. Im Betongefüge lassen sich licht- und/oder rasterelektronenmikroskopisch um die reaktiven Gesteinskörner ringförmige Säume erkennen, deren eindeutige Identifikation jedoch viel mikroskopische Erfahrung voraussetzt und in vielen Fällen nicht eindeutig ist. Am Bauteil selbst erkennt man netzförmige Risse und gelförmige weiße Ausblühungen, wie in Abb. 1 deutlich zu erkennen ist.



Abb. 1: AKR-Schaden an Betontreppe, Palais des congrès de Montréal, Kanada (Foto Middendorf)

Eine Identifikation oder der Nachweis von gebildeten Alkalisilikathydratgelen, dem Reaktionsprodukt der AKR, ist mittels des Uranylacetat-Tests eindeutig möglich. Bei der Diagnose mit Hilfe von Uranylacetatlösung ($\text{UO}_2(\text{CH}_3\text{COO})_2$) werden nach Natesaiyer und Hover [6] die frischen Bruchflächen der zu untersuchenden Betonprobe mit der Lösung bestrichen und anschließend mit destilliertem Wasser abgespült. Dort wo sich Alkali-Silika-Gel gebildet hat, verbleibt das Uranyl, weil es zwischen Uranyl und Alkali zu einer Austauschreaktion kommt. Die gebildete Alkali-Uranyl-Verbindung fluoresziert unter UV-Licht hellgrün, siehe Abb. 2. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass wenn Kalkstein als Gesteinskörnung auch eingesetzt wurde, die Uranylacetatmethode nicht eindeutig ist. Ferner handelt es sich bei Uranylacetat um einen radioaktiven Stoff der zudem noch hoch toxisch ist, womit deren Gebrauch mit hohen Auflagen verbunden ist, was zur Folge hat, dass nur zugelassene Prüfstellen diesen Nachweis durchführen dürfen.

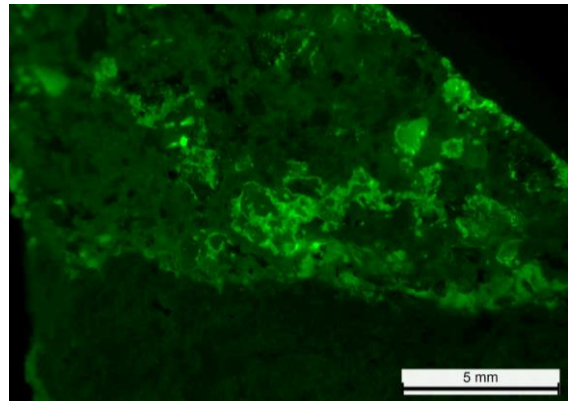


Abb. 2: Positiver AKR-Nachweis einer Betonprobe mittels der Uranylacetat-Methode nach [6] (Foto Middendorf)

3 Betontechnologische Maßnahmen

3.1 Beton nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2

Der Widerstand von Betonen in stark angreifenden Säuren und sulfathaltigen Wässern ist allgemein betrachtet sehr gering. Beton ist jedoch bei richtiger Zusammensetzung und Ausführung, nach den Normvorgaben der DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 [7, 8] und den darin beschriebenen Expositionsklassen, widerstandsfähig gegenüber verschiedenen äußeren Einflüssen. Die Wirkung chemischer Angriffe auf Beton ist in o.g. Normen geregelt. Danach werden drei Angriffsgrade unterschieden und entsprechenden Expositionsklassen zugeordnet:

- XA1 schwacher Angriff
- XA2 mäßiger Angriff
- XA3 starker Angriff.

Allein aufgrund seiner chemischen Zusammensetzung ist Beton nicht säurefest, lässt sich jedoch durch entsprechende Zusätze und Wahl der Ausgangsstoffe säurewiderstandsfähiger herstellen. Die Betontechnologie für die Erzielung einer erhöhten Beständigkeit gegenüber einem Säureangriff basiert auf zwei wesentlichen Grundlagen, dem Wasser-Bindemittel-Verhältnis (w/z -Wert) und die Dichtigkeit des Zementsteins. Ein möglichst niedriger w/z -Wert im Bereich von 0,35 - 0,40 bei Zementgehalten von ca. 340 kg/m^3 führt schon zu Betondruckfestigkeiten von $\geq 60 \text{ N/mm}^2$ und durch die damit verbundene geringe Kapillarporosität tritt eine hohe Betondichtigkeit ein. Für die Erhöhung des Säurewiderstandes sind eine Begrenzung und eine Umwandlung des Calciumhydroxid-Gehaltes ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) sowie eine feine Verteilung dieser $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Partikel im Zementsteingefüge notwendig. Diese beiden Vorgaben werden durch die Gehalte der Hauptbestandteile des Zementes und durch Zugabe reaktiver Zusatzstoffe, wie Flugasche oder auch Silicastaub erfüllt. Der Wirkungsmechanismus der Stoffe, der für die Umwandlung von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in die CSH- und CAH-Phasen verantwortlich ist, ist die puzzolansiche oder

latent hydraulische Reaktion, bei denen die reaktiven Zusatzstoffe, mit den während der Zementhydratation gebildeten $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Anteilen reagieren und somit diese reduzieren.

Mit den immer komplexer werdenden Betonmischungen, resultierend aus der steigenden Anzahl einsetzbarer Normzemente und Zusatzstoffe muss die Qualitätssicherung in Form von Überwachung zur Vermeidung von Schäden durch lösende oder treibende Prozesse nach Meinung des Verfassers zukünftig erhöht und verschärft werden.

3.2 Hoch- und Ultrahochleistungsbetone

Durch den Einzug der Hochleistungsfließmittel (engl. Superplasticizer) in die Betontechnologie, insbesondere durch die Polycarboxylatether (PCE), lässt sich der w/z-Wert von Betonen dramatisch senken, was eine sehr niedrigere Kapillarporosität bewirkt, wodurch Festigkeiten und Dauerhaftigkeit erhöht werden. Es lassen sich bei zusätzlicher Optimierung der Packungsdichte sehr gefügedichte, fein- oder grobkörnige hochfeste und ultrahochfeste Betone (engl.: Ultra High Performance Concrete; UHPC) herstellen, die charakteristische Druckfestigkeiten über der in DIN EN 206-1 [7] definierten höchsten Druckfestigkeitsklasse für Hochfesten (Normal-)Beton C 100/115 besitzen. Laut dem DAfStb-Sachstandsbericht [9] „Ultrahochfester Beton“ erreichen diese Betone je nach Zusammensetzung und Herstellverfahren Druckfestigkeiten zwischen 150 und 250 N/mm². Neben den herausragenden mechanischen Eigenschaften soll dieser Beton deutlich korrosionsbeständiger und die damit hergestellten Bauwerke sollen dementsprechend dauerhafter sein. Das Gefüge des Zementsteins wird nach [9] durch die gezielte Auswahl optimal aufeinander abgestimmter, reaktiver und inerter Feinstoffe in Verbindung mit einem sehr niedrigen w/z-Wert sehr feststoffreich und zugleich sehr porenarm gestaltet. Typische UHPC-Mischungen haben nach [9] Zementgehalte zwischen 600 bis 1000 kg/m³ und somit einen deutlich höheren Zementsteinanteil als Normalbetone, auch wenn man die puzzolanische Reaktion des Silicastaubs und den aufgrund des niedrigen w/z-Wertes unhydratisierten Zementanteil berücksichtigt. Scheydt [10] zeigte, dass trotz der hohen Dichtigkeit vor allem in faserfreien UHPC aufgrund des autogenen Schwindens sowie in thermisch behandelten UHPC aufgrund von Temperaturgradienten Mikrorisse entstehen können, die die Dauerhaftigkeit durch Eindringen korrosiver Medien reduzieren können. Ferner zeigte sie, dass die Kontaktzone zwischen Stahlfaserbewehrung und Zementstein in thermisch unbehandelten UHPC nicht die Dichtigkeit aufweist, die prognostiziert wurde. Dennoch ist es unstrittig, dass UHPC eine höhere Dauerhaftigkeit als Normalbeton aufweist, was auch Schmidt-Döhl in [11]

gezeigt hat. Mit dem von ihm entwickelten Verfahren erfolgte die Einstufung in die Expositionsclassen der DIN EN 206-1 [7]. Aus seinen Untersuchungsergebnissen schlussfolgerte er, dass UHPC in der Expositionsclassenklasse XA3 bei lösendem Angriff ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen eingesetzt werden kann. Für den sauren Angriff wurde eine Expositionsclassenklasse XA4 vorgeschlagen, die den Einsatz der UHPC bis pH 3,5 mit zusätzlichen Schutzmaßnahmen regelt. Diese Ergebnisse sind die Basis für weitere Untersuchungen, deren Ergebnisse in die derzeit in Überarbeitung befindliche DAfStb-Richtlinie „Ultrahochfester Beton“ einfließen werden.

Auf Grund der nachgewiesenen hohen Gefügedichtigkeit und Dauerhaftigkeit sowie der hohen Festigkeiten bietet es sich an UHPC neben der Herstellung filigraner Bauteile mit stark reduzierten Querschnitten auch für besonders hohe Beanspruchungen in aggressiven Medien einzusetzen, für die Normalbetone von ihren Eigenschaften her definitiv nicht geeignet sind. Darunter zählen auch kombinierte Expositionen aus mechanischer Abrasion und chemischem Angriff. Zu diesem Zweck wurden an UHPC kombinierte Belastungstests durchgeführt, wie z.B. in Abb. 3 abgebildet.



Abb. 3: Testverfahren für kombinierte chemische und mechanische Beanspruchung (Fotos Middendorf)

Neben der chemischen Beaufschlagung mit H_2SO_4 -Lösung wird in diesem Versuch parallel auch mittels Bürsten mechanische Abrasion simuliert. Abb. 4 zeigt die Ergebnisse der Säurelagerung einer Standard UHPC-Mischung mit grober Basaltkörnung nach Einlagerung in einer H_2SO_4 -Lösung.

Nach der Herstellung der Prüfkörper (Normprismen) lagerten sie 28 Tage bei 20 °C und 100 % Feuchtigkeit. Danach wurden zwei halbe Prüfkörper in Wasser eingelagert und weitere vier halbe Prüfkörper für 14 Tage in Schwefelsäure mit einem pH-Wert von 3. Nach diesen zwei Wochen wurden die Prüfkörper der Säure entnommen und im ungebürsteten und gebürsteten Zustand fotografiert. Anschließend lagerten sie weitere 14 Tage bei pH = 2, darauffolgend 14 Tage bei pH = 1 und abschließend 14 Tage bei pH = 0. Abb. 4 zeigt deutlich den durch die Säure

verursachten Substanzverlust und die allmähliche Auflösung des Bindemittels, sodass die Gesteinskörnung frei liegt. Einen großen Unterschied zwischen gebürsteten und ungebürsteten Prüfkörpern lässt sich augenscheinlich nicht erkennen. Daraus lässt sich ableiten, dass die UHPC-Proben zwar deutlich resistenter gegen lösenden chemischen Angriff sind als Normalbetone, jedoch wird auch ihr Zementsteingefüge gelöst.

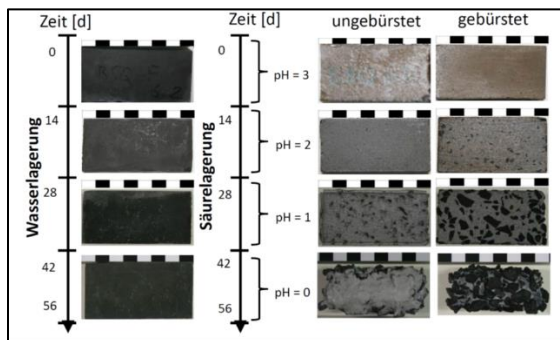


Abb. 4: Ergebnisse der Säurelagerung einer Standard-UHPC-Mischung bei unterschiedlichen mit H_2SO_4 eingestellten pH-Werten

Möser und Pfeifer berichten in [11] hinsichtlich von Dauerhaftigkeitsuntersuchungen, dass sich auch nach mehr als zwei Jahren aufgrund des geringen w/z-Wertes noch sehr große Mengen unhydratisierter Klinkerpartikel im Gefüge befinden. Innerhalb der Mikrostruktur von UHPC treten vier signifikante Mikrogefügeveränderungen auf: Rekristallisation von Ettringit, eine punktuell und schwach ausgeprägte Alkali-Kieselsäure Reaktion, Ausheilung von Rissen durch Calciumcarbonat sowie eine im Bereich der Oberfläche stattfindende Korrosion der Stahlfasern und eine damit verbundene lokale Abplatzungen der Bindemittelmatrix.

4 Ausblick

Die detaillierte Kenntnis der Wirkungsweise chemischer Risikostoffe auf Beton steht nach wie vor im Fokus wissenschaftlicher Untersuchungen. Das Verhalten von genormten Normalbetonen gegenüber chemisch aggressiven Stoffen ist bereits sehr umfangreich untersucht. Die kontinuierlich immer größer werdende Zahl genormter Zemente und Zusatzstoffe in Verbindung mit komplex wirkenden Zusatzmitteln ermöglicht es eine Vielzahl an Betonen mit speziellen Eigenschaften für extreme Anforderungen herzustellen. Die derzeitige Normung berücksichtigt die Leistungsfähigkeit dieser Betone nicht ausreichend. Die moderne Betontechnologie verlangt eine leistungsorientierte Klassifizierung und Prüfung. Dieser Performance-Ansatz ist insbesondere für die Bewertung der Hochleistungsbetone zwingend erforderlich, da im Bauwesen ihre Leistungsfähigkeit nicht optimal ausgenutzt werden kann. Gerade die korrekte Einschätzung der Beständigkeit gegen

chemischen Angriff ist in diesem Zusammenhang von besonderer Bedeutung, da eine nicht ausreichende chemische Widerstandsfähigkeit eine kritische Kenngröße für die Bewertung der Dauerhaftigkeit und der mechanischen Eigenschaften von Hochleistungsbetonen darstellt.

5 Literatur

- [1] DIN EN 197-1 (2011) Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
- [2] Knöfel, D. (1982) Stichwort Baustoffkorrosion, Wiesbaden; Berlin Bauverlag, ISBN 3-7625-1480-1
- [3] Weigler, H. und Segmüller, E. (1966) ACI Committee 515: Guide for the protection of concrete against chemical attack by means of coatings and other corrosion-resistant materials. Proc. Amer. Concr. Inst. 63 pp. 1305/92
- [4] DIN 4030-1 (2008) Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte
- [5] Richtlinie DAfStb (2011) Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktionen im Beton (Alkali-Richtlinie), Teile 1 -3
- [6] Natesaiyer u. Hover (1988) In-situ Identification of ASR Products in Concrete. CCR, Vol. 18, pp.455-463
- [7] DIN EN 206-1 (2001) Beton: Teil 1 Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- [8] DIN 1045-1 (2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1 Bemessung und Konstruktion
- [9] DAfStb-Sachstandsbericht (2008) Ultrahochfester Beton, Beuth Verlag, ISBN 3-4410-65045-4
- [10] Scheydt, J.C. (2013) Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton, Dissertation Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- [11] Schmidt, M. et al. (2014) Nachhaltiges Bauen mit ultra-hochfestem Beton, Ergebnisse des SPP 1182 gefördert durch die DFG, Heft 22, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, kassel university press, ISBN 978-3-86219-480-3

Autor

Prof. Dr. rer. nat. Bernhard Middendorf
 Institut für konstruktiven Ingenieurbau
 Universität Kassel
 Mönchebergstraße 7
 34125 Kassel

Konstruktive Lösungen für den Umgang mit Risikostoffen

Hans-Werner Nordhues

Zusammenfassung

Der Umgang mit Risikostoffen ist in Deutschland und in der EU in diversen Gesetzen und Verordnungen geregelt. Für den Umgang mit wassergefährdenden Risikostoffen gilt in Deutschland das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) in Verbindung mit den Anlagenverordnungen der einzelnen Bundesländer.

Für unbeschichtete Betonbauteile hat der DAfStb eine Richtlinie formuliert, mit deren Hilfe entsprechende Konstruktionen anforderungsgerecht konstruiert und ausgeführt werden können.

Konstruktive Lösungen für Details, wie etwa Fugen oder Anschlüsse in chemisch belasteten Betonbauteilen, stellen große Probleme dar. Um so wichtiger ist daher eine konsequente und durchgängige Lösungsstrategie. Im Teil 1 der Richtlinie sind Hinweise und konkrete Planungsregeln hierfür aufgestellt worden. Darüber hinaus existiert eine nahezu unüberschaubare Anzahl von nicht geregelten Bauprodukten, die eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) besitzen.

1 DAfStb-Richtlinie

1.1 Allgemeines

Anfang der 1990er Jahre wurde von einem Arbeitskreis des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) unter Mitwirkung von Fachleuten aus Industrie, Forschungseinrichtungen und Behörden die Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen - BUmwS formuliert. Im September 1992 erschien die erste Ausgabe der Richtlinie [5] mit zwei Teilen.

Aufgrund der in Forschungsprojekten des DAfStb gewonnenen Erkenntnisse sowie der Auswertung der Erfahrungen bei der Anwendung der Richtlinie wurden mittlerweile drei Überarbeitungen der Richtlinie durchgeführt. In ihrer letzten Fassung vom März 2011 [7] ist die Richtlinie in großem Umfang ergänzt und überarbeitet worden. Wesentliche Änderungen gegenüber der Ausgabe 2004 [6] sind insbesondere:

- Anpassung an Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1)
- Angaben der Bauregelliste zu Fugenblechen wurden eingearbeitet
- Beaufschlagungsarten und -dauern wurden an Arbeitsblatt DWA-A 786 [10] angeglichen
- Überarbeitung der Konstruktionsdetails
- redaktionelle Anpassungen an geänderte Gesetzeslage (WHG, VAUmwS, BRL)

Die Richtlinie gliedert sich weiterhin in drei Teile und zwei Anhänge:

- Teil 1 Grundlagen, Bemessung und Konstruktion unbeschichteter Betonbauteile
- Teil 2 Baustoffe und Einwirken von wassergefährdenden Stoffen
- Teil 3 Instandsetzung
- Anhang 1 Prüfverfahren
- Anhang 2 Erläuterungen

Die Richtlinie ist aufgrund der Nennung im Arbeitsblatt DWA-A 786 (s.u.) über die jeweiligen Länder-VAwS wasserrechtlich eingeführt.

1.2 Konzept der Richtlinie

1.2.1 Anwendungsbereich

Die Richtlinie wurde für Bauwerke formuliert, die gemäß Wasserhaushaltsgesetz so zu entwerfen und zu bauen sind, dass eine Verunreinigung der Gewässer nicht zu befürchten ist. Dabei geht die Richtlinie im Regelfall von einer einmaligen Beaufschlagung über einen bestimmten Zeitraum aus. Sie gilt somit beispielsweise für Auffangräume in der chemischen Industrie. Die Betonbauwerke stellen die sekundäre Barriere nach dem Versagen der Primärbarriere dar.

Die Richtlinie beschränkt sich nicht auf schlaff bewehrte oder vorgespannte Konstruktionen, so dass der Anwender im Einzelfall unter Berücksichtigung der speziellen Gegebenheiten die Freiheit der Wahl der geeigneten Bauweise hat.

1.2.2 Dichtigkeit

Statt für den Baustoff (Beton) selbst, der aufgrund seiner Porosität ein Eindringen von flüssigen Medien mehr oder weniger zulässt, wurde die Dichtigkeit für die Konstruktion definiert.

DAfStb:

Dichtigkeit im Sinne dieser Richtlinie bedeutet, „dass die Eindringfront des Mediums als Flüssigkeit während der Beaufschlagungsdauer mit einem Sicherheitsabstand nachweislich nicht die der Beaufschlagung abgewandte Seite des Betonbauteils erreicht.“ (Abb. 1)

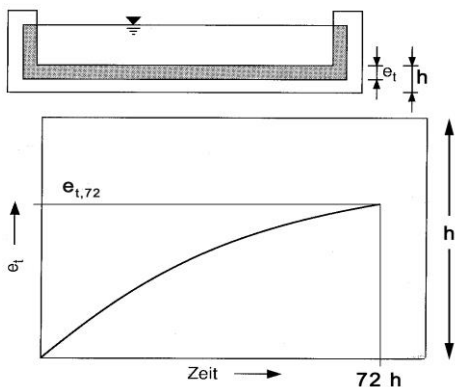


Abb. 1: Dichtigkeit im Sinne der DAfStb-Richtlinie

Diese Formulierung dient der Konkretisierung der Festlegungen der Muster-VAwS und des Wasserhaushaltsgesetzes, die aussagen:

WHG, §62 (1):

„Anlagen zum Lagern, Abfüllen, Herstellen und Behandeln ... sowie zum Verwenden ... müssen so beschaffen sein und so errichtet, unterhalten, betrieben und stillgelegt werden, dass eine nachteilige Veränderung der Eigenschaften von Gewässern nicht zu besorgen ist.“

Muster-VAwS, §3:

„Anlagen ... müssen dicht, standsicher und gegen die zu erwartenden mechanischen, thermischen und chemischen Einflüsse hinreichend widerstandsfähig sein.“

1.2.3 Einwirkungen

In der Richtlinie wird zwischen physikalischen, chemischen und mechanischen Einwirkungen unterschieden. Als physikalische Einwirkung wird das Eindringen des wassergefährdenden Stoffes in den Beton während eines festen Beaufschlagungszeitraumes mit den Kennwerten e_t = Eindringtiefe im ungerissenen Beton und ew_t = Eindringtiefe im gerissenen Beton beschrieben. Zur Festlegung der chemischen Einwirkung, die die eventuelle Schädigung des Betons durch angreifende Medien umfasst, ist die Kenngröße s_t = Schädigungstiefe definiert.

In der Richtlinie werden die in Tab. 1 dargestellten Beaufschlagungsdauern für die verschiedenen Bauteile genannt.

Tab. 1: Beaufschlagungsdauern

Beanspruchungsstufe für das Lagern nach Arbeitsblatt DWA-A 786	maximale Beaufschlagungsdauer	Beispiel (je nach Infrastruktur)
gering	8 h	Ableitfläche
mittel	72 h	Auffangraum
hoch	2200 h	

Es wird jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen, dass im Einzelfall aufgrund der infrastrukturellen oder betrieblichen Randbedingungen andere Beaufschlagungsdauern (länger oder kürzer) sinnvoll sein können. Aus den üblicherweise über 72 Stunden durchgeführten Eindringversuchen darf maximal für einen Zeitraum von 720 Stunden mit Hilfe des Wurzel-Zeit-Gesetzes extrapoliert werden.

$$e_{tk} = e_{72k} \sqrt{\frac{t}{72}} \tag{1}$$

- mit e_{tk} = Eindringtiefe der Beaufschlagungsdauer t
- e_{72k} = Eindringtiefe der Beaufschlagungsdauer von 72h
- t = Beaufschlagungsdauer

Bezüglich der mechanischen Einwirkungen wird in der Richtlinie selbst lediglich auf die Wichtigkeit der Berücksichtigung von Last und Zwang bei der Schnittgrößenermittlung hingewiesen. Die Erläuterungen im Teil 1 beschreiben zusätzlich genauer welche Ansätze bei den verschiedenen mechanischen Einwirkungen (z.B. Setzungen, Reibung, Temperatur) gemacht werden sollten. So werden beispielsweise Anhaltswerte für die Reibungsbeiwerte Konstruktionsbeton - Untergrund gegeben. Insbesondere die Beanspruchung aus Witterungseinflüssen wird detailliert erläutert.

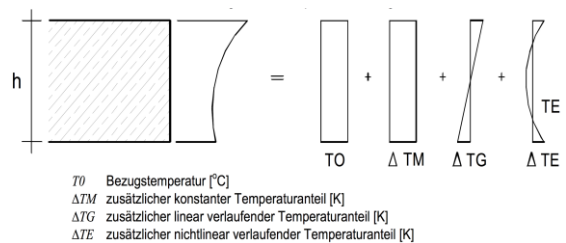


Abb. 2: Zerlegung der Temperaturbeanspruchung in die verschiedenen Anteile

Die für die einzelnen Temperaturanteile (Abb. 2) erforderlichen Werte können aus einem Diagramm, das die verschiedenen Witterungs- und Jahreszeiteinflüsse integral enthält, direkt abgelesen werden (Abb. 3).

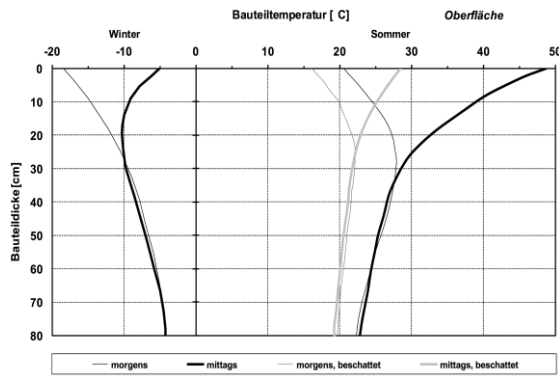


Abb. 3: Temperaturverläufe über die Bauteildicke

Basierend auf einem EC2-angepassten Sicherheitskonzept müssen die verschiedenen Lastfälle überlagert werden, jedoch gelten gegenüber Eurocode 2 etwas veränderte Kombinationswerte.

1.3 Nachweise

Der Nachweis der Tragfähigkeit ist selbstverständlich auch für Bauwerke beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen zu führen. Hier sind keine besonderen Regelungen einzuhalten. Lediglich für den Fall, dass die zeitlich begrenzte Beaufschlagung bereits zu starken Schädigungen des Querschnitts (Beton oder Stahl) führt, sind diese Schädigungen beim Tragfähigkeitsnachweis zu berücksichtigen. Da bei den hier betrachteten Bauwerken und Bauteilen aber die Dichtheit von besonderer Bedeutung ist, ist zusätzlich ein Nachweis zur Sicherstellung dieser Anforderung zu führen.

Unter Berücksichtigung der eventuellen Konsequenzen des Versagens der Barrierefunktion muss der Dichtheitsnachweis mit Sicherheiten operieren. Die in der Richtlinie angesetzten Sicherheitsbeiwerte wurden durch ein Sicherheitskonzept überprüft, das die gesamte Kette von Primärbarriere bis zum Untergrund auf probabilistischer Grundlage beschreibt. Hieraus haben sich die in Tab. 2 aufgeführten Sicherheitsbeiwerte abgeleitet:

Tab. 2: Sicherheitsbeiwerte

	normales Überwachungsintervall		halbes Überwachungsintervall	
	γ_e	1,50	γ_e	1,25
Eindringtiefe	γ_c	1,25	γ_c	1,05
Betontragverhalten	γ_r	1,50	γ_r	1,25
für Rissbreiten von 0,2 mm	γ_r	2,00	γ_r	1,70
für Rissbreiten < 0,2 mm				

Drei Nachweise werden in der Richtlinie festgelegt, unter denen der Anwender unter Berücksichtigung der Randbedingungen wählen kann (Abb. 6):

- Nachweis ungerissener Bereiche (Spannungsnachweis)
- Nachweis der Druckzonendicke
- Nachweis der Rissbreite

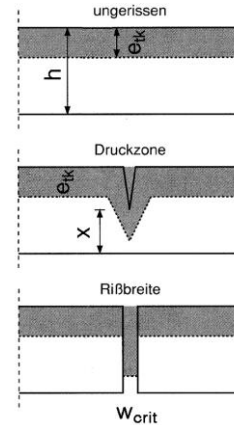


Abb. 4: Nachweise der Dichtheit

1.3.1 Nachweis ungerissener Bereiche

Sofern es gelingt nachzuweisen, dass die auftretenden Betonzugspannungen kleiner als die festgelegten Bemessungswerte sind, kann die ganze Bauteildicke zum Nachweis der Dichtheit herangezogen werden:

$$\frac{vorh \sigma_{cN}}{f_{ctd}} + \frac{vorh \sigma_{cM}}{f_{ctd,fl}} \leq 1,0 \quad (2)$$

und $h \geq \gamma_e \times e_{tk} \quad (3)$

mit $vorh \sigma_{cN}$ = Betonzugspannung aus Normalkraft

$vorh \sigma_{cM}$ = Betonrandzugspannung aus Biegemoment

f_{ctd} = Bemessungswert der zentrischen Zugfestigkeit nach EC2

$f_{ctd,fl}$ = Bemessungswert der Biegezugfestigkeit

1.3.2 Nachweis der Druckzonendicke

Für die im Beaufschlagungsfall ungünstigste Lastfallkombination ist die minimale Druckzonendicke mit der Eindringtiefe zu vergleichen:

$$x \geq \gamma_e \times e_{tk} \quad (4)$$

mit x = Druckzonendicke

Dieser Nachweis darf nur angewendet werden, wenn keine wechselnden Momente mit jeweils risserzeugenden Beanspruchungen auftreten. Treten wechselseitig risserzeugende Momente auf ist der Nachweis nach Gleichung 5 zu führen.

$$x_w \geq \gamma_e \times e_{wtk} \quad (5)$$

mit x_w = Dicke der vorgerissenen Druckzone
 e_{wtk} = Eindringtiefe der vorgerissenen Druckzone nach Teil 2 bestimmen

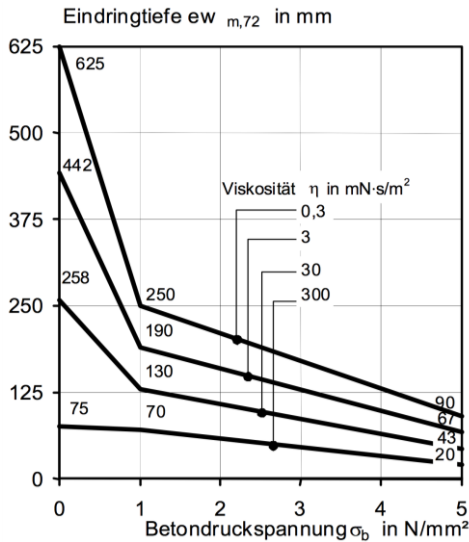


Abb. 5: Nachweise der Dichtheit

Man erkennt aus Abb. 5, dass die Druckspannung im Betonbauteil nicht unter 1 MN/m² liegen sollte, um akzeptierbare Eindringtiefen zu erhalten.

In Tab. 3 sind als Anhaltswerte die dynamischen Viskositäten η verschiedener Stoffe aufgelistet um ein Gefühl für die Anwendbarkeit dieses Nachweises zu haben.

Tab. 3: Dynamische Viskositäten verschiedener Stoffe

	dynamische Viskosität [mN s/m ²]
Wasser, 20°C	1
Blut, 37°C	3 ... 25
Ethanol	1,19
Benzol	0,60
Hexan	0,32
Dichlormethan	0,43
Motoröl	100
Olivenöl	100
Lacke	100
Glycerin	1480
Parafinöl	100 ... 1.000.000
Honig	10.000

1.3.3 Nachweis der Rissbreite

Auch der Rissbreitennachweis hat zum Ziel den Stoff mit Leckrate „0“ über den Beaufschlagungszeitraum sicher zurückzuhalten.

$$w_{cal} \leq w_{crit} / \gamma_r \quad (6)$$

$$\text{oder } h \geq e_{wt} \times \gamma_e \quad (7)$$

mit w_{cal} = größte rechnerische Rissbreite
 w_{crit} = kritische Rissbreite nach Anhang A
 e_{wt} = charakt. Eindringtiefe nach Anhang A

Da Versuche gezeigt haben, dass für viele Stoffe selbst eine Rissbreite von 0.1 mm noch nicht klein genug ist, um die Leckrate „0“ sicherzustellen, die Richtlinie aber wegen der begrenzten Genauigkeit der Rechenverfahren für die Bestimmung von Rissbreiten < 0.1 mm eine rechnerische Rissbreite unterhalb von 0.1 mm nicht zulässt, ist für üblichen Beton dieser Nachweis von theoretischer Bedeutung. Bei hochviskosen Stoffen, extrem dicken Bauteilen oder Spezialrezepturen (z.B. Kunststoffmodifikationen) ist die Ausgangslage nicht ganz so negativ zu beurteilen.

2 Anwendung der Richtlinie

2.1 Allgemeines

Die in der Richtlinie genannten Dichtheitsnachweise sollen hier zunächst hinsichtlich ihrer Anwendbarkeit und der Anwendungsgrenzen beziehungsweise der daraus resultierenden Forderungen betrachtet werden. Dazu werden folgende Randbedingungen für die beispielhafte Betrachtung festgelegt:

- Bodenplatte, unbeschattet im Freien
- viskose Gleitschicht
- SLW alternativ stationäre Belastung
- Eindringtiefe: $e_{72k} = 40$ mm
- Schädigungstiefe: $s_{72k} = 0$ mm

2.2 Ermittlung der Schnittgrößen

2.2.1 Zwang infolge behinderter Temperaturdehnung

Bei Auswertung von Abb. 5 erhält man die Temperaturspannungen infolge Temperaturgradient ΔT_G und kann diese den Bemessungswerten der Betonbiegezugfestigkeit gegenüber stellen. In Abb. 6 ist dies beispielhaft für einen Beton C30/37 durchgeführt.

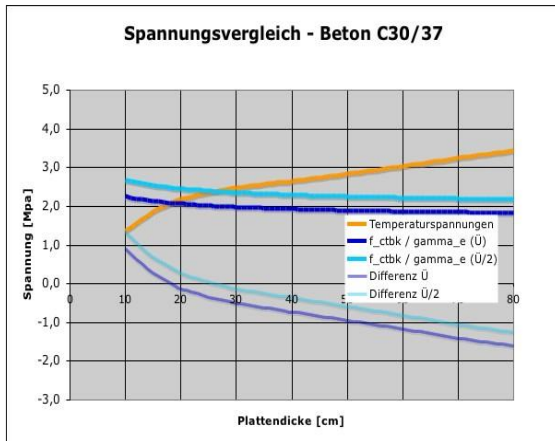


Abb. 6: Auswertung der Temperaturbeanspruchung

Man erkennt, dass für eine besonnte Bodenplatte bereits bei einer Plattendicke von 18 cm außer Temperatur keine weiteren Lasten mehr aufgenommen werden können.

ΔT_E kann hier vernachlässigt werden, da bei zugehörig ΔT_E die Zugspannung reduziert wird und bei max ΔT_E kleinere Werte entstehen.

2.2.2 Beanspruchung infolge äußerer Belastung

Statt konkreter Zahlen sind hier die folgenden Feststellung von besonderer Bedeutung:

Die Beanspruchungen in der Dichtschicht können durch die Wahl der Konstruktion sehr stark beeinflusst werden. Als mögliche, wesentliche Konstruktionsmerkmale sind zu nennen:

- mehrere Lagen Beton (durch Gleitschichten getrennt)
- Beton auf hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT)
- Beton auf Schotter/Kies

Bei einer mehrschichtigen Konstruktion, insbesondere aus mehreren Lagen Stahlbeton oder Stahlbeton auf HGT ist bei geschickter Wahl des Aufbaues eine drastische Reduktion der Beanspruchungen infolge äußerer Belastung in der Stahlbetonplatte zu erreichen. In untenstehender Tab. 4 sind die relativen Momente in der oberen Stahlbetonplatte (Index 1) in Abhängigkeit von der Dicke und dem E-Modul der Tragschicht aufgelistet.

Tab. 4: Beanspruchung der Stahlbetonplatte für verschiedene Tragschichtenverhältnisse

d1 [cm]	d2 [cm]	M1 (E1:E2=3:1)	M1 (E1:E2=1:1)
20	0	100 %	100 %
20	20	75 %	50 %
20	50	16 %	6 %
20	70	7 %	2 %
20	100	2 %	1 %

Außerdem von besonderer Bedeutung ist die Art der Belastung. Bei Befahren durch Fahrzeuge (SLW, TKW, Stapler) ist davon auszugehen, dass an jeder Stelle wechselnde Beanspruchungen entstehen, wobei zu prüfen ist, ob diese an der selben Stelle auch jeweils risserzeugend sind (Rand - Ecke). Bei Belastung durch Behälter ändert sich zwar unter Umständen die Beanspruchungshöhe entsprechend dem Füllstand, die maximalen Beanspruchungen an einer Stelle wechseln aber nicht ihr Vorzeichen.

2.2.3 Nachweis des ungerissenen Betons

Unter Berücksichtigung des E-Moduls, des Ausdehnungskoeffizienten α_t (1.0×10^{-5} [1/K]) und der Relaxation des Tagesgangs erhält man für die anzusetzende Randzugspannung infolge des Temperaturgradient:

$$\sigma = \frac{E \cdot \alpha_t \cdot \Delta T}{1 - \mu} \cdot 0,85 \quad (8)$$

- mit
- E = E-Modul Betonspannung
 - α_t = Wärmeausdehnungskoeffizient
 - μ = Querdehnzahl Beton
 - 0,85 = Relaxation im Tagesgang

Vergleicht man für eine nicht vorgespannte Konstruktion diese Werte mit den zulässigen Biegezugspannungen gemäß Richtlinie, ergibt sich Abb. 7:

Tab. 5: Randspannungen infolge Temperatur

d [m]	$\sigma_{C20/25}$ [MN/m ²]	$\sigma_{C30/37}$ [MN/m ²]	$\sigma_{C40/50}$ [MN/m ²]
0,12	1,5	1,6	1,7
0,20	2,0	2,2	2,4
0,50	2,7	2,9	3,1

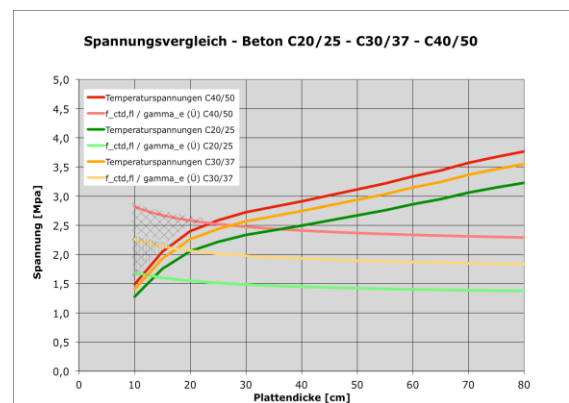


Abb. 7: Auswertung der auftretenden Temperaturspannungen und der zulässigen Spannungen

Die schraffierten Bereiche geben an, wo zwischen zulässiger Spannung und Spannung infolge Temperatur bei Bauteilen ohne Vorspannung noch Reserven vorhanden sind. Festzustellen ist, dass die Reserven äußerst klein bzw. bei Bauteildicken über 20 cm überhaupt nicht mehr vorhanden sind.

Daraus lässt sich die Schlussfolgerung ziehen, dass der Nachweis des ungerissenen Betons (schlaff bewehrt) nur bei folgenden Randbedingungen funktioniert für frei bewitterte Stahlbetonbauteile:

- Bauteildicke < 20 cm
- geringe zusätzliche Beanspruchungen
- beschattete Betonflächen

Der Anwendungsbereich dieser Nachweisform kann erweitert werden durch Einsatz von Betonen mit nachgewiesener hoher Zugfestigkeit (z.B. durch Zugabe von Kunststoffzusätzen) oder durch Vorspannung.

2.2.4 Nachweis der Druckzone

Für den angesetzten Fall ist eine Mindestdruckzone erforderlich von

$$\gamma_e \times e_{72k} = 1.5 \times 40 = 60 \text{ mm} \quad (9)$$

Unter der Voraussetzung einer normalkraftfreien Bauweise (viskose Schicht) und Ansatz des Anfangsmoduls der parabelförmigen Spannungs-Dehnungsbeziehung gemäß EC2 ergeben sich die in Tab. 6 dokumentierten Mindestbewehrungsmengen.

Für Bauteildicken kleiner als 20 cm sind unsinnig große Bewehrungsmengen erforderlich. Außerdem ist zu beachten, dass dieser Nachweis derzeit bei vorzeichenwechselnden, hohen Beanspruchungen nicht verwendet werden darf. Auch beim Druckzonennachweis wäre Vorspannung ein probates Mittel, um die Nachweisführung unter Berücksichtigung baupraktischer Belange zu erleichtern.

Tab. 6: Mindestbewehrung (cm²/m) für Druckzonennachweis

d/d1 [m/m]	a _{serf} C20/25 [cm ² /m]	a _{serf} C30/37 [cm ² /m]	a _{serf} C40/50 [cm ² /m]
0.20/0.04	12,5	15,5	22
0.40/0.04	6	7,5	8,7

3 Erfahrungen bei der Planung und Prüfung von Betonkonstruktionen beim Umgang mit wassergefährdenden Risikostoffen

3.1 Allgemeines

Die Planung und Ausführung von Betonbauwerken beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen hat sich im Laufe der letzten 25 Jahre entscheidend gewandelt. Insgesamt lassen sich 4 Phasen erkennen:

1. Phase (Ende 70er Jahre):

Bis zu diesem Zeitpunkt ist keine besondere Planung und Ausführung von Betonbauwerken beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen erkennbar. Alle Bauwerke werden konventionell ausgeführt. Auf eine besondere Dichtheit der Konstruktion wird nicht geachtet. In dieser Phase ist der Umweltschutzaspekt der Nutzung des Bauwerks voll untergeordnet.

2. Phase (1980 bis 1988):

Durch zunehmendes Umweltbewusstsein und das Auftreten von großen Chemieunfällen (Sandoz, Bophal, Seveso) tritt eine erste Sensibilisierung für die Problematik der Umweltgefährdung durch Chemikalien auf. Sie hat allerdings noch keine entscheidende Auswirkung auf die Planung und Ausführung der o.g. Betonbauwerke. Die Nutzung ist allerdings nicht mehr alleiniges Planungskriterium.

3. Phase (1988 bis 1993):

Die Dichtheit von Betonbauwerken beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen tritt weiter in den Mittelpunkt der Planung und Ausführung. Die Bauwerke werden unter Beachtung einer Rissbreitenbeschränkung nach der neuen DIN 1045 geplant und gebaut. Diese Vorgehensweise wird von den Behörden als Dichtheitsnachweis akzeptiert.

4. Phase (seit 1993):

Mit Erscheinen der DAfStb-Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen im September 1992 liegt ein Regelwerk mit Festlegung zur rechnerischen Dichtheit vor. Erste Bauwerke werden nach der Richtlinie geplant und gebaut. Die Richtlinie und weitere Regelwerke (z.B. TRwS) werden zu a.a.R.d.T..

3.2 Dichtflächen

Dichtflächen stellen die Hauptkonstruktionselemente dar. Es handelt sich hier um flächige Konstruktionselemente.

Man kann Dichtflächen in Ableit- und Rückhalteflächen unterteilen. Um eine Ableitfläche handelt es sich, wenn die Bodenplatte in einem Lager Gefälle hat und in eine Rinne mündet, welche die austretende Chemikalie in einen Auffangraum ableitet. Wird dagegen die Chemikalie durch eine Aufkantung auf der Bodenplatte zurückgehalten, so ist die Bodenplatte eine Rückhaltefläche.

Für die unterschiedlichen Arten der Beaufschlagung der selben Bodenplatte (kurzfristige Beaufschlagung bei Ableitflächen, Beaufschlagung bis zur Entsorgung bei Rückhalteflächen) gelten daher auch unterschiedliche Planungs- und Konstruktionsgrundsätze.

Neben der robustesten Abdichtungsart mit unbeschichtetem, flüssigkeitsdichtem Beton sind über das Arbeitsblatt DWA-A 786 weitere Möglichkeiten der Abdichtung wasserrechtlich anerkannt, wie z.B.:

- Gussasphalt oder Walzasphaltdeckschicht
- Betonformsteine
- Beschichtungen
- Auskleidungen
- Kunststoffbahnen

All diesen Abdichtungsarten gemeinsam ist der Umstand, dass sie für den Einbau in Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Risikostoffen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung seitens des DIBt bedürfen.

Ausschließlich die Bauweise mit FD-Beton nach o.g. Richtlinie ist über die Bauregelliste bauaufsichtlich und wasserrechtlich eingeführt.

3.3 Rinnen

Rinnen können ebenfalls sowohl ableitende als auch rückhaltende Funktion haben.

Muldenrinnen dienen meist als Einfassung von Bodenplatten, auf denen nicht mit großen Flüssigkeitsmengen gerechnet werden muss. Sie werden in ihren Abmessungen so dimensioniert, dass die anfallenden Tropflecken und das Regenwasser sicher abgeleitet werden können, sie dabei aber noch problemlos ohne Abdeckung überfahrbar bleiben. Ihr hauptsächliches Einsatzgebiet stellen daher Abfüllplätze und insbesondere Tankstellen dar. Sie können dabei sowohl aus Fertigteilen als auch aus Ortbeton hergestellt werden.

Als problematisch hat sich der Anschluss der Rinne zur angrenzenden Bodenplatte und bei Fertigteilen die Verbindung untereinander herausgestellt. Bestehende Praxis ist im Falle einer Bewegungsfuge die Abdichtung mit Fugendichtstoffen mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung seitens des DIBt.

Kastenrinnen haben ein wesentlich größeres Fassungsvermögen als Muldenrinnen. Sie werden dort eingebaut, wo mit größeren Flüssigkeitsmengen zu rechnen ist. Kastenrinnen können ebenfalls aus Fertigteilen oder in Ortbeton oder in Mischbauweise hergestellt werden.



Abb. 8: Kastenrinne aus Fertigteilen (Fugen noch offen)

Die Fugenproblematik ist bei Kastenrinnen besonders ausgeprägt, weil der Rinneninnenraum meist schlecht kontrolliert werden kann. So sind Fälle bekannt, bei denen aus defekten Rinnen über Jahre hinweg Flüssigkeiten ausgetreten sind, was zu großen Verunreinigungen des Erdreichs geführt hat.

Üblicherweise werden auch bei Kastenrinnen die Fugen mit Fugendichtstoffen abgedichtet. Eine Abdichtung mit einem Fugenband oder einem Fugenblech wurde bisher häufig als zu aufwendig angesehen und daher selten ausgeführt.

Aufgrund dieser Problematik sind Kastenrinnen in der Vergangenheit vor allem für Stoffe der WGK 2 und 3 häufig zusätzlich beschichtet oder ausgekleidet worden. Als Auskleidungsmaterialien kamen zum einen Kunststoffe, vor allem Polyethylen (PE), zum anderen Stahl zum Einsatz. Dabei wurden die Bewegungsfugen durch eine Verschweißung mit Spezialprofilen in die Auskleidung eingebunden.

3.4 Pumpensümpfe und Gruben

Pumpensümpfe und Gruben haben vorwiegend rückhaltende Funktion.

Pumpensümpfe stellen die kleinste Form eines Rückhalteriums dar. Die maximalen Abmessungen betragen etwa 1.0 x 1.0 x 1.0 m. Pumpensümpfe mit einem Volumen $\leq 0.5 \text{ m}^3$ werden möglichst in einem Stück mit den angrenzenden Bauteilen (Rinne, Bodenplatte) hergestellt. Können Pumpensumpf und Bodenplatte nicht in einem Zug hergestellt werden, wird die dadurch entstehende Fuge oft als überströmte Bewegungsfuge ausgebildet, was dann der Ausgangspunkt für Undichtigkeiten sein kann.

Je nach Art der Kontrolle und Entsorgung können Pumpensümpfe relativ lange mit Chemikalien beaufschlagt werden. Sie werden daher vor allem beim Auftreten von Chemikalien der WGK 2 und 3 häufig beschichtet oder ausgekleidet.

Gruben sind größer als Pumpensümpfe. Ihre Größe richtet sich nach der anfallenden Flüssigkeitsmenge, die zurückgehalten werden muss. Dies können ausgetretene Chemikalien, kontaminiertes Regenwasser oder Löschwasser sein.

Gruben sollten prinzipiell fugenlos ausgebildet werden. Für größere anfallende Flüssigkeitsmengen werden häufig zwei getrennte Gruben einer großen Grube vorgezogen. Die maximalen Abmessungen liegen bei ca. 5 m Seitenlänge.

Wie Pumpensümpfe werden auch Gruben für Stoffe der WGK 2 und 3 meist beschichtet oder ausgekleidet. Bei Rinnen und Flächen, die in Gruben einmünden, sind die dadurch entstehenden Bewegungsfugen zu planen, was häufig nicht geschieht. Als letzte Möglichkeit bietet sich dann auch hier häufig nur eine Abdichtung mit Fugendichtstoffen.



Abb. 9: Pumpensumpf mit Blechauskleidung

3.5 Bewegungsfugen

Am häufigsten werden Bewegungsfugen mit Fugendichtstoffen abgedichtet. Dies ist für den Planer die einfachste und den Bauherrn anfänglich die kostengünstigste Lösung. In Verbindung mit einer abZ besteht für diese Fugenkonstruktionen eine behördliche Anerkennung. In Verbindung mit Betonfertigteilherstellern sind so z.B. für Tankstellen „Abdichtungssysteme“ entwickelt worden, die ohne weitere Nachweise seitens der Behörden als dicht anerkannt werden.

Im Rahmen der Erteilung einer abZ wird zwar geprüft und nachgewiesen, dass die Umläufigkeit einer solchen Fugenabdichtung nicht zu befürchten ist, eigene Erfahrungen mit derartigen Fugen lassen jedoch die Frage aufkommen, ob sowohl die Herstellungstoleranzen als auch die nicht vorhandene Redundanz des Systems entsprechend gewürdigt wurden.



Abb. 10: Abgerissene Fugenflanken

Eine bessere weil sicherere Möglichkeit der Fugenabdichtung ist die mit Fugenbändern. Aufgrund ihrer einfachen Handhabung und ihrem sicheren Abdichtungsmechanismus (Labyrinthsystem) hat sich dieses Fugenabdichtungssystem bewährt. Fugenbänder haben als nicht geregelte Bauprodukte ebenfalls eine abZ vorzuweisen.

Die einzige in der Bauregelliste (BRL) geregelte Bauart zur Abdichtung von Arbeits- und Bewegungsfugen ist die mit Fugenblechen.

Fugenbleche können in den verschiedensten Anschlüssen zur Anwendung kommen. In Abb. 13 ist eine Lösungsmöglichkeit mit Fugenblechen dargestellt.



Abb. 11: Fugenabdichtungen mit Fugenblechen

4 Literatur

- [1] Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz - WHG); Juli 2009
- [2] Rheinland-Pfalz - Landesverordnung über Anlagen zum Umgang mit wassergefährdenden Stoffen und über Fachbetriebe (Anlagenverordnung - VAWS) Vom 1. Februar 1996, zuletzt geändert am 14. Juli 2015
- [3] DIN EN 1504-5:2013-06: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 5: Injektion von Betonbauteilen
- [4] Richtlinie zur Bemessung von Löschwasser-Rückhalteanlagen beim Lagern wassergefährdender Stoffe (LöRüRI), Fassung August 1992
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Teile 1 und 2, Beuth, September 1992
- [6] DAfStB: Richtlinie für Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, Teile 1 bis 3, Beuth, August 2004
- [7] DAfStB: Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (BUMWS), Teile 1 bis 3, Beuth, März 2011

[8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie), Oktober 2001, zuletzt geändert Dezember 2005

[9] DWA-Regelwerk: Technische Regel wassergefährdender Stoffe (TRwS) - Allgemeine Technische Regelungen. DWA-A 779, April 2006

[10] DWA-Regelwerk: Technische Regel wassergefährdender Stoffe (TRwS) - Ausführung von Dichtflächen. DWA-A 786, Oktober 2005

[11] DWA-Regelwerk: Technische Regel wassergefährdender Stoffe (TRwS) - Abwasseranlagen als Auffangvorrichtungen. DWA-A 787, Juli 2009

[12] DWA-Regelwerk: Technische Regel wassergefährdender Stoffe (TRwS) - Flachbodentanks aus metallischen Werkstoffen zur Lagerung wassergefährdender Flüssigkeiten. DWA-A 788, Mai 2007

[13] J.-D. Wörner, H.-W. Nordhues: Untersuchungen zur Dimensionierung und Bemessung von Betonbodenplatten im Tankstellenbereich, DGMK-Forschungsbericht 478, Hamburg 1993

Autor

Prof. Dr.-Ing. Hans-Werner Nordhues

wörner nordhues engineering GmbH

Gräfenhäuser Straße 36

64293 Darmstadt

Atomare Zwischen- und Endlagerung – eine Lösungsperspektive mit Beton?

Harald S. Müller und Nico Herrmann

Zusammenfassung

Im Zuge der Erstellung eines sicheren und zukunftsfähigen Zwischen- und Endlagerkonzeptes für radioaktive Abfälle wurde die seit Jahrzehnten allein favorisierte Lösung einer Endlagerung durch Verbringung in Salzstöcke im Laufe der jüngeren Vergangenheit in Frage gestellt. Die Suche nach dem optimalen Endlager wurde auch für die Verbringung in tonhaltige und kristalline Gesteine sowie für andere Lösungsansätze wieder offen gehalten. Eine zentrale Forderung der aktuellen Konzepte ist die Rückholbarkeit der nuklearen Abfälle aus dem Endlager, um es späteren Generationen zu ermöglichen, ggf. mit Hilfe neuer Technologien ein verbessertes Vorgehen in Angriff nehmen zu können.

In der Frage der Zwischenlagerung radioaktiver Abfälle ergibt sich eine zusätzliche Motivation für neue Herangehensweisen. Grund hierfür ist die Tatsache, dass teilweise bereits in den 2030er-Jahren Betriebsgenehmigungen für bestehende Zwischenlager auslaufen und damit die Errichtung neuer Zwischenlager an den zu diesem Zeitpunkt noch nicht nutzbaren Endlagerstandorten mit großer Wahrscheinlichkeit erforderlich sein wird. Diese neuen Zwischenlager werden oberirdisch oder zumindest oberflächennah angeordnet sein und müssen alle Anforderungen des Umgebungsschutzes insbesondere auch gegen terroristische Anschläge und Naturkatastrophen erfüllen.

Die genannten Randbedingungen werfen neue von der Wissenschaft zu beantwortende Fragen auf. Diese umfassen das Baukonzept selbst, die Wechselwirkung zwischen den geologischen Bedingungen und den einzusetzenden Materialien sowie natürlich die mechanische Widerstandsfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Bauwerke. Gerade die nunmehr neu zu berücksichtigenden Gesteinsformationen bedingen die Verwendung modernster Betone sowie neuer Bewehrungsmaterialien und -konzepte.

Im vorliegenden Beitrag sollen neue Wege zur Lösung der essentiellen und generationenübergreifenden Aufgabe mit Hilfe von Beton aufgezeigt werden. Es geht vor allem darum, Denkanstöße zu geben und Lösungsperspektiven, die naturgemäß noch keine fertigen und baureifen Konzepte sein können, der Fachwelt zur Diskussion vorzulegen.

1 Allgemeines

Bei der Suche nach einem sicheren und zukunftsfähigen Zwischen- und Endlagerkonzept für radioaktive Abfälle wurde die seit Jahrzehnten favorisierte Lösung einer Endlagerung durch Verbringung in Salzstöcke im Laufe der jüngeren Vergangenheit insofern in Frage gestellt, als dass die Suche nach dem optimalen Endlager auch wieder für andere Lösungsansätze offen gehalten wurde. Dies ist verankert im Abschlussbericht der Kommission für die Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe „Verantwortung für die Zukunft – ein faires und transparentes Verfahren für die Auswahl eines nationalen Endlagerstandortes“ (Juli 2016) [1].

Hierbei wird auch weiterhin den geologischen Fragestellungen höchste Priorität eingeräumt, jedoch bietet sich auch die Möglichkeit, über erweiterte oder ganz andere Lösungsperspektiven, z. B. mit Hilfe moderner Betone und Bausysteme, nachzudenken.

Da durch die genannten Randbedingungen die Endlagersuche sowie die Ausgestaltung der Lagerstätten wieder vollkommen offen sind, wird dies sehr wahrscheinlich auch Auswirkungen auf die Bewertung und Auslegung der Zwischenlager haben.

2 Zwischenlager

2.1 Ausgangssituation

Durch die Entscheidung der Bundesregierung, den Ausstieg aus der Kernenergie bis Ende 2022 zu vollziehen, ergibt sich der Zeitdruck, die Frage der Lagerung von schwach und hoch radioaktiven Abfällen sehr schnell zu lösen. Da durch die neuen Optionen bei der Endlagerfindung eine Lösung bis zum Auslaufen der ersten Betriebsgenehmigungen für bestehende Zwischenlager in den 2030er-Jahren eher unwahrscheinlich scheint, müssen entweder diese Genehmigungen verlängert oder neue Zwischenlager errichtet werden.

Das Baukonzept für neue Zwischenlager muss naturgemäß höchsten Anforderungen an die Integrität der Struktur genügen. Hierzu müssen zeitgemäße Lastannahmen hinsichtlich außergewöhnlicher Lasten (z. B. im Hinblick auf Anprall, Explosion, Erdbeben, ...) berücksichtigt werden.

2.2 Lösungsansätze für mögliche neue Zwischenlager

Die oben aufgezeigten Anforderungen an Zwischenlager ließen sich bei Neubauten mit oberirdischen und oberflächennahen Bauweisen realisieren. Die technologischen Grundansätze sind bekannt und lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Nutzung von Fertigteilen
→ leichte Erweiterung bzw. Rückbaubarkeit der Strukturen
- Einsatz von ultrahochfestem Beton (UHPC)
→ höheres Sicherheitsniveau
- Verwendung innovative Bewehrungs- und Verbindungstechnik
→ hohe Dauerhaftigkeit

Die Nutzung der Fertigteilbauweise bringt einige erhebliche Vorteile mit sich:

- Die Vorfertigung verkürzt die Bauzeit erheblich und vermeidet lange Standzeiten „halbfertiger“ Strukturen
- Anforderungsgerechte Verwendung verschiedener Betone; Gradientenbetone sowie „Zonenbewehrung“ leicht und sicher realisierbar
- Systembaukonzept erleichtert jegliche Art von Erweiterung und Rückbau
- Qualitätssicherung im Werk sehr viel besser gewährleistet als beim Bau mit Ort beton
- Nur Bauteile mit Zertifikat kommen auf die Baustelle
→ kein Rückbau bei Materialfehlern notwendig

Die folgende Abb. 1 zeigt das Prinzip einer möglichen Ausgestaltung eines Zwischenlagermoduls, dessen Größe im vorliegenden Beispiel auf eine Einzelkapazität von vier CASTOR-Behältern ausgelegt wurde.

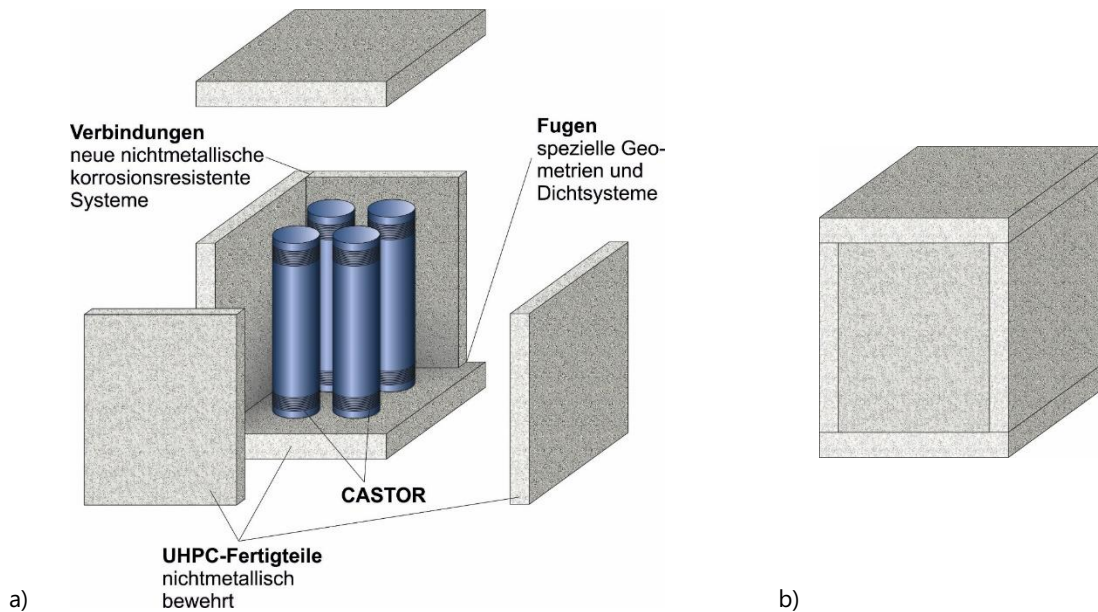


Abb. 1: Prinzipskizze eines Zwischenlagermoduls: a) Elemente des Moduls (Bauzustände) b) geschlossenes Modul (Endzustand)

Auf die genaue Ausarbeitung und Darstellung von Details wie beispielsweise Öffnungen, externe Anschlagpunkte sowie Fugen- und Verbindungselemente wurde an dieser Stelle verzichtet.

Hinsichtlich der Verbindungen sollten nichtmetallische, korrosionsresistente Systeme eingesetzt werden. Hierbei kommt der Anwendung neuer Materialien eine große Bedeutung zu. Man könnte sich hier

sehr gut carbon- oder glasfaserbasierte Systeme vorstellen, die eine exzellente Performance hinsichtlich der Dauerhaftigkeit zeigen.

Bei den Fugen- bzw. Dichtsystemen müssen spezielle Geometrien geplant und der Einsatz innovativer, extrem dauerhafter Materialien vorgesehen werden. Geeignete Systeme lassen sich ausgehend vom Stand der Technik entwickeln.

Die Fertigteile selbst könnten aus einem UHPC bestehen. Durch erfolgreiche Forschungs- und Entwicklungsarbeiten der vergangenen Jahre konnten bei UHPC große Erfolge hinsichtlich deren Verarbeitbarkeit im Fertigteilwerk erzielt werden, so dass Festigkeiten von mehr als 200 MPa zielsicher erreichbar sind und sogar deutlich übertroffen werden können. Diese Betone zeigen zudem ein optimiertes Kriech- und Schwindverhalten, was die Auslegung für Langzeitanwendungen vereinfacht.

Das Dauerhaftigkeitspotenzial gegenüber chemischen Angriffen ist um ein Vielfaches höher als bei Normalbetonen. Ein Karbonatisierungsfortschritt ist kaum messbar, würde aber letztlich auch keine Rolle spielen, da eine nicht-metallische Bewehrung vorgesehen ist. Wissenschaftliche Untersuchungen belegen auch, dass selbst extreme Frostbeanspruchungen die Integrität von UHPC nicht beeinträchtigen.

Diese vorangehend genannten erhöhten Widerstände von UHPC gegenüber verschiedenen Einwirkungen liegen vor allem in der geringen Porosität dieser Betone begründet. Eine Betrachtung der Häufigkeitsverteilung der Poren zeigt, dass diese im UHPC etwa zehnfach feiner sind als in Normalbetonen. Auch das Gesamtporenvolumen des UHPC ist signifikant kleiner als das Porenvolumen von herkömmlichen Betonen.

Hinsichtlich der Bewehrung der einzusetzenden Fertigteile sollte man ebenfalls neue, durchaus aber

bereits erprobte Materialentwicklungen berücksichtigen. So gibt es beispielsweise hervorragende und vielversprechende Werkstoffe auf Carbon- und Glasfaserbasis. Eine Carbonbewehrung neuester Generation geht mit Beton einen sehr guten Verbund ein und besitzt Festigkeiten, die etwa das Sechsfache von Stahl betragen, dabei aber nur ein Viertel an dessen Masse mitbringen.

Die Einzelmodule für das Zwischenlager gemäß Abb. 1 sind kombinierbar und damit ausbaubar zu einem gesamten Zwischenlager. Hierzu wird eine massive Bodenplatte erstellt, auf der die Einzelmodule platziert und verankert werden. Sieht man eine entsprechend geeignete Verankerung der CASTOR-Behälter im Innern der Module vor, so besteht auch die Möglichkeit, die bestückten Einzelmodule als Ganzes mit entsprechenden Kränen zu bewegen und anzuordnen. Eine mögliche Anordnung von mehreren Einzelmodulen und deren Zusammenfassung zu einem Gesamtzwischenlager zeigt die folgende Abb. 2.

Um einen zusätzlichen Schutz gegen Anpralllasten (Flugzeugabsturz) zu gewährleisten, kann das Zwischenlager auch oberflächennah ins Erdreich eingebettet werden. Dies gewährleistet trotz der Überdeckung eine leichte Zugänglichkeit bei späteren Maßnahmen oder nötigen Eingriffen. Das Prinzip der Einbettung ist in der Abb. 3 schematisch dargestellt, die das Zwischenlager unter dem transparent dargestellten Erdhügel zeigt.

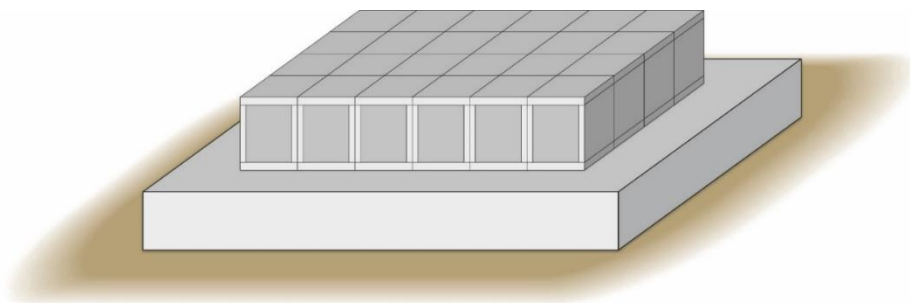


Abb. 2: Aus mehreren Modulen bestehendes Zwischenlager auf einer massiven Bodenplatte

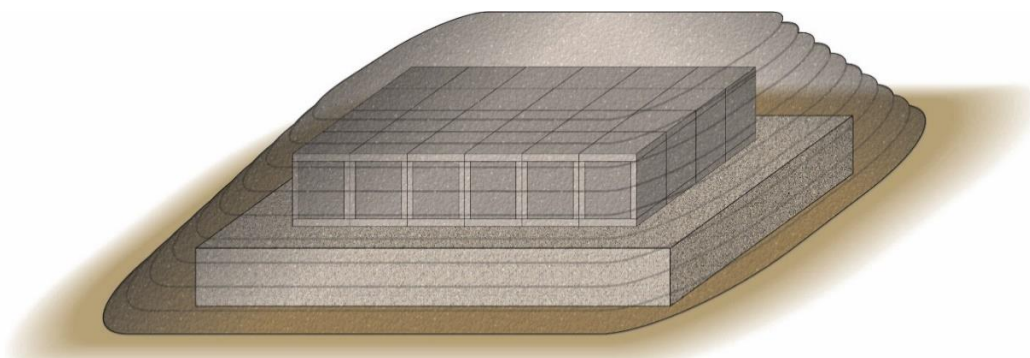


Abb. 3: Oberflächennahe Einbettung des Zwischenlagers ins Erdreich

3 Endlager

3.1 Ausgangssituation

Durch die Entscheidung der Bundesregierung, den Ausstieg aus der Kernenergie bis zum Ende des Jahres 2022 zu vollziehen, ergibt sich Zeitdruck hinsichtlich der langfristigen Lagerung von schwach und hoch aktiven Stoffen. Das neue Endlagersuchkonzept priorisiert auch weiterhin eine Tiefenlagerung, eröffnet aber auch Alternativen. Statt nur Salzstöcke werden auch andere Gesteinsarten in die Überlegungen einbezogen, z. B. tonhaltige und kristalline Gesteine. Eine zentrale Forderung des neuen Konzeptes ist die Sicherstellung der Rückholbarkeit der Abfälle, um es späteren Generationen zu ermöglichen, mit Hilfe

neuer Technologien eine wie auch immer geartete Risikominimierung herbeizuführen. Diese Randbedingung stellt bei einem unterirdischen Endlager ebenso wie die Dauerhaftigkeit und Korrosionsbeständigkeit eine große Herausforderung dar.

3.2 Varianten für mögliche Endlager

Aus der oben beschriebenen Ausgangssituation ergeben sich zwei neue mögliche Varianten für das Konzept eines Endlagers. Diese beiden neuen Varianten bestehen einerseits in einer Tiefenlagerung in den nun auch in Erwägung gezogenen tonhaltigen und kristallinen Gesteinen und andererseits in der Möglichkeit eines Verzichts auf die Tiefenlagerung (siehe Abb. 4), was komplett neue Denkansätze erfordert.

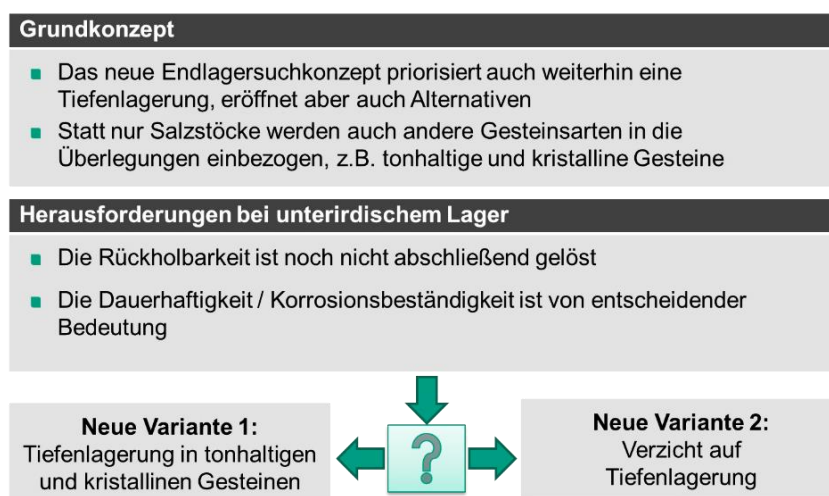


Abb. 4: Mögliche Endlagervarianten entsprechend dem neuen Konzept der Endlagerfindungskommission [1]

3.3 Tiefenlagerung in tonhaltigen Gesteinen

Bei dieser möglichen Endlagervariante müssen einige grundsätzliche Überlegungen angestellt werden, die zu Fragestellungen führen, die bisher kaum erforscht sind und deren kritischen Einflüsse dadurch noch nicht abschließend bewertet werden können.

Da tonhaltige Gesteine nicht über die Stabilität von Salzstöcken verfügen, müssten hier Untertagebauwerke aus Beton errichtet werden. Dies käme dem Vorhaben eines „tiefen Tunnelbaus“ gleich. Dabei wird es naturgemäß Kontaktzonen zwischen Beton und Gestein geben, wobei die Langzeit-Wechselwirkung beider Materialien bisher wenig untersucht wurde und damit schwer einzuschätzen ist.

Das positive Verhalten der tonhaltigen Gesteine, das sich in deren Selbstheilungspotential durch Quellvorgänge zeigt, kann durch den hohen pH-Wert des angrenzenden Betons (>12) abgeschwächt werden [2]. Es findet damit eine Auslaugung in den Grenzbereichen statt. Man müsste also den pH-Wert des Betons durch gezielte Maßnahmen verringern,

was den Einsatz spezieller Zemente erforderlich machen würde. Damit einhergehen würde die Reduktion des Korrosionsschutzes einer etwaigen Stahlbewehrung. Dem könnte man nur entweder durch ein aufwändiges Bauwerksdesign (überwiegend nur druckbelastete Bauteile) oder wiederum durch alternative Bewehrungslösungen entgegenwirken.

3.4 Oberirdische Endlager

Neue Konzeptionen für Endlager sollten auch die Variante eines Verzichts auf die Tiefenlagerung in Erwägung ziehen. Hierzu sollen im Folgenden einige Denkansätze skizziert werden, die unter Verwendung modernster Betontechnologie und Betonbautechnik realisierbar wären.

Mit Hilfe geeigneter Lastannahmen, aktuellem Planungswissen und der Verwendung modernster Materialien können sowohl geologischen Tiefenlager als auch oberirdische Lagerstätten sicher vor menschlichen kriegerischen und terroristischen Handlungen sowie vor Flugzeugabstürzen ausgelegt werden.

Die positiven Aspekte einer solchen oberirdischen Lösung sind offensichtlich:

- Eine einfache und kostengünstige Erstellung ist an beliebigen Orten möglich (unter Berücksichtigung des gesellschaftlichen und politischen Widerstands)
- Die Forderung der Rückholbarkeit ist leicht zu erfüllen
- Neue Zwischenlager könnten zu Endlagern ausgebaut werden

Sollten Zweifel an der Sicherheit einer oberirdischen Lösung bestehen, muss sich die Gesellschaft fragen, ob man dann jemals kerntechnische Anlagen und Zwischenlager an der Oberfläche hätte bauen dürfen. Wenn man bestehende Anlagen als sicher einschätzt, warum sollte dann eine Endlagerung nicht auch oberirdisch erfolgen können?

Als Beispiel für die Ausbaubarkeit eines nach dem oben vorgestellten Konzept errichteten Zwischenlagers zeigt Abb. 5 die Erweiterung der modularen Zwischenlagerstruktur durch zusätzliche Geschosse, die auch die Aufnahme schwach aktiver Abfälle ermöglichen. Nach der Bestückung der Zusatzflächen mit den Behältern für die schwach aktiven Abfälle wird in

ähnlicher Form wie bei den Einzelmodulen eine zusätzliche massive Einhausung aus UHPC-Fertigteilen ergänzt, die für einen sicheren Einschluss sorgt. Hierbei müssen wiederum entsprechende Technologien für die Fugen- und Verbindungsausbildungen eingesetzt werden, da ggf. die sehr massiven Bauteile aus Teilelementen bestehen müssen (siehe Abb. 6).

Im letzten Arbeitsschritt kann auch hier eine künstliche Erdüberdeckung aufgeschüttet werden, die es trotz ihrer Schutzwirkung leicht ermöglicht, die Abfälle zurückzuholen, sofern neue Technologien zur weiteren Behandlung der radioaktiven Restmaterialien zur Verfügung stehen (siehe Abb. 7).

Denkbar wäre auch, das Endlager in einer offenen Baugrube, zum Beispiel 50-100 m tief, anzulegen und nach seiner Fertigstellung einen oberirdischen Geländeausgleich vorzunehmen. Für alle Zwischen- und Endlager gilt, dass ein geeignetes System des Monitorings sowie der Überwachung und Kontrolle entwickelt werden muss.

Die Umsetzung des aufgezeigten Endlagerkonzepts fordert natürlich gezielte Forschungs- und Entwicklungsarbeiten, um den heutigen Kenntnisstand zu neuen Materialien und Verbundsystemen zu erweitern bzw. weiter abzusichern und gänzlich neue robuste Konzepte zu entwickeln.

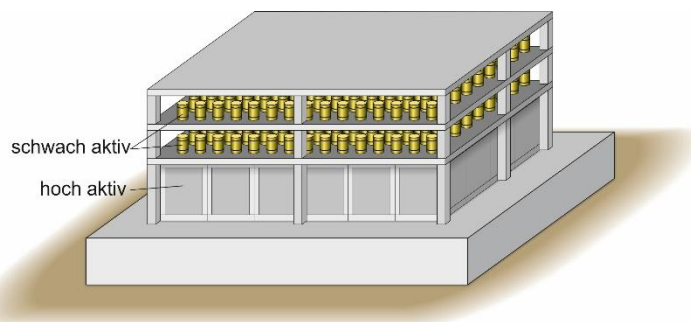


Abb. 5: Erweiterung des Zwischenlagers für schwachaktive Abfälle hinsichtlich des Ausbaus zum Endlager

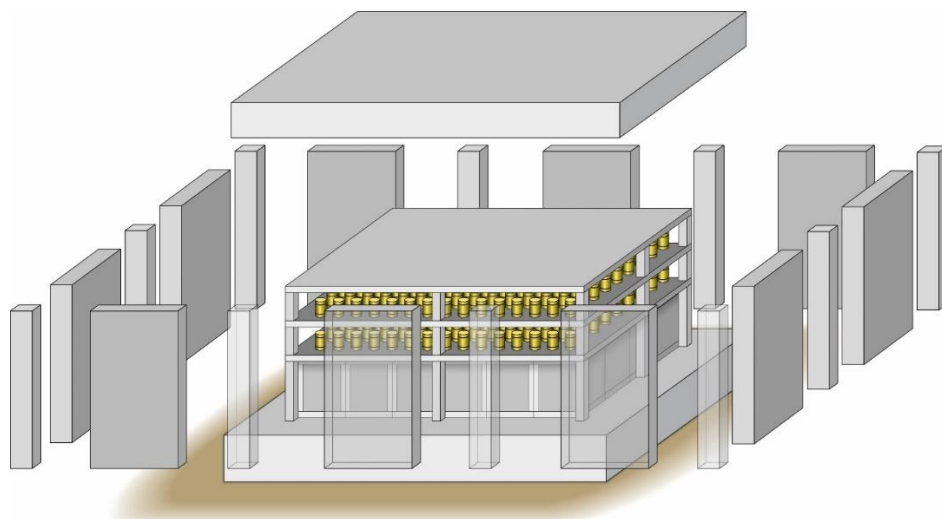


Abb. 6: Zusätzliches Einschlussbauwerk für das Endlager unter Verwendung von Fertigteilen

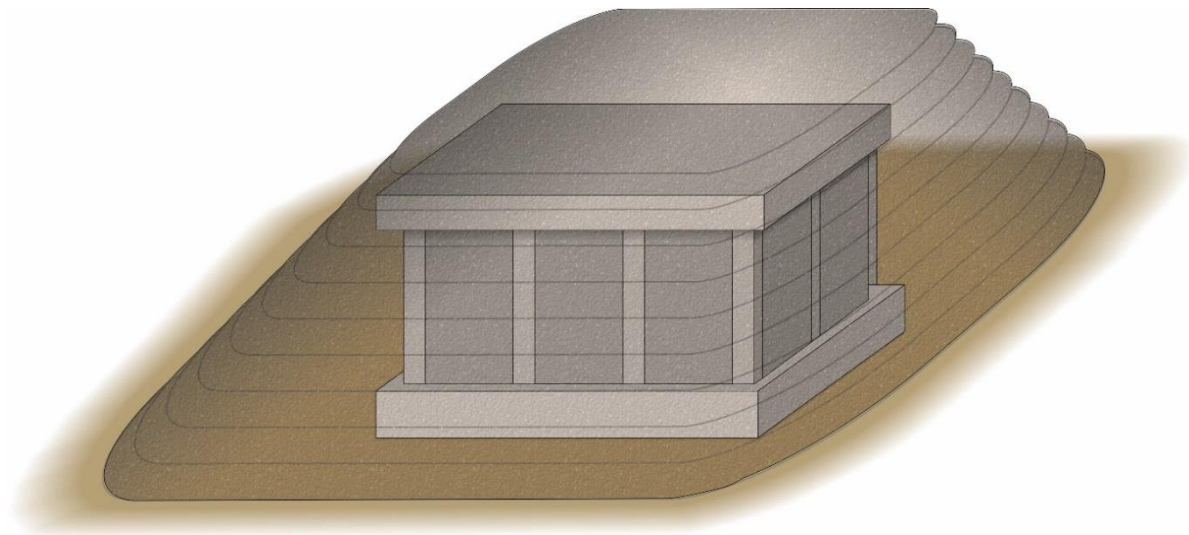


Abb. 7: Oberflächennahe Einbettung des geschlossenen Endlagers ins Erdreich

4 Zusammenfassung

Eine zentrale Forderung des neuen Endlagerkonzeptes des Abschlussberichtes der Kommission Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe „Verantwortung für die Zukunft – ein faires und transparentes Verfahren für die Auswahl eines nationalen Endlagerstandortes“ ist die Rückholbarkeit der nuklearen Abfälle aus dem Endlager, um späteren Generationen das weitere Vorgehen bzw. eine Risikominimierung mit Hilfe neuer Technologien zu ermöglichen.

Um diese Forderung zu erfüllen, böte sich die Erstellung von Zwischen- und Endlagerstrukturen in Fertigteilbauweise als gute Lösung an. Nach der Festlegung der zu berücksichtigenden Einwirkungen entsprechend neuesten wissenschaftlichen Erkenntnissen könnten die bemessungsrelevanten Kennwerte ermittelt und die entsprechenden Nachweisformate hergeleitet werden. Weitere Fragestellungen betreffen insbesondere die Optimierung der Verbindungstechnik des Fertigteilsystems sowie die Planung und die baubetriebliche Realisierung dieses erweiterten Endlagerkonzeptes.

Im Bereich der Zwischenlagerung radioaktiver Abfälle ergibt sich ebenfalls eine Motivation für neue Herangehensweisen. Grund hierfür ist die Tatsache, dass bereits in den 2030er-Jahren die ersten Genehmigungen für bestehende Zwischenlager auslaufen werden und damit die Errichtung neuer Zwischenlager, möglicherweise an den zu diesem Zeitpunkt noch nicht nutzbaren Endlagerstandorten, erforderlich sein könnte.

Diese neuen Zwischenlager werden mit großer Sicherheit oberirdisch oder zumindest oberflächennah, das heißt nur wenig tief im Erdreich, angeordnet sein. Sie müssen alle Anforderungen des Umgebungs-

schutzes insbesondere auch bei Anpralllasten (Flugzeugabsturz), terroristischen Anschlägen und Naturkatastrophen erfüllen. Hierfür kommen nur extrem widerstandsfähige Strukturen z. B. aus hochduktilen UHPC in Frage. Dieser neue, aber inzwischen hinreichend gut erforschte Baustoff erfüllt hinsichtlich Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit die für solche Konstruktionen unabdingbaren Anforderungen.

Die so erstellten Zwischenlager könnten bei einem Verzicht auf die unterirdische Endlagerung zu dauerhaften Lagerstätten ausgebaut werden, die den Anforderungen sowohl an die Sicherheit als auch an die Rückholbarkeit genügen würden. Einige baubetriebliche Fragestellungen zu diesen speziellen Strukturen müssten noch geklärt werden, um in jedem Bauzustand die erforderliche Sicherheit zu gewährleisten.

Für jede Art der Zwischen- oder Endlagerung gilt, dass geeignete Monitoring sowie Kontroll- und Überwachungssysteme entwickelt werden müssen.

5 Literatur

[1] Abschlussbericht der Kommission Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe „Verantwortung für die Zukunft – ein faires und transparentes Verfahren für die Auswahl eines nationalen Endlagerstandortes“; K-Drs. 268; Juli 2016

[2] Bradbury, M.H.; Bayens, B.: Project Opalinus Clay: Sorption Data Bases for Opalinus Clay Influenced by a High pH Plume; National Cooperative for the Disposal of Radioactive Waste, Technical Report 03-12, Paul Scherrer Institut; Villigen PSI; Switzerland, November 2004

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie,
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3
76131 Karlsruhe

Dr.-Ing. Nico Herrmann

Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
Gotthard-Franz-Str. 3
76131 Karlsruhe

Programm des Symposiums

16. März 2017, Großer Hörsaal Bauingenieurwesen, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Begrüßung

- 9:00 Uhr **Anmeldung | Kaffee**
- 9:30 Uhr **Begrüßung | Moderation**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- Dipl.-Ing. Eckhard Bohlmann
Verband Deutscher Betoningenieure e. V.
- Dipl. Wirtsch.-Ing. Ulrich Nolting
InformationsZentrum Beton GmbH

Einführung Risiken

- 9:45 Uhr **Von Risiko zu Resilienz – Aktuelle Themen der Sicherheitsforschung**
Prof. Dr. Klaus Thoma
Institutsleiter im Ruhestand
Fraunhofer Ernst-Mach-Institut
- 10:15 Uhr **Schutzmechanismen von Beton – ein Überblick**
Dr.-Ing. Diethelm Bosold
InformationsZentrum Beton GmbH

10:45 Uhr **Kaffeepause**

Explosion

- 11:15 Uhr **Betoneigenschaften gegen hochdynamische Einwirkungen**
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Technische Universität Dresden
- 11:45 Uhr **Konstruktive Aspekte zur Verminderung von Explosionsschäden**
Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser
Universität der Bundeswehr München
- 12:15 Uhr **Mittagspause**

Brand

13:30 Uhr **Betontechnologische Maßnahmen gegen Brandeinwirkungen**
Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Universität Leipzig

14:00 Uhr **Brandschutz – baupraktische Anwendungen**
Dr.-Ing. Hubert Bachmann
Ed. Züblin AG

14:30 Uhr **Kaffeepause**

Risikostoffe

15:00 Uhr **Betonangriff durch chemische Risikostoffe**
Prof. Dr. rer. nat. Bernhard Middendorf
Universität Kassel

15:30 Uhr **Konstruktive Lösungen für den Umgang mit Risikostoffen**
Prof. Dr.-Ing. Hans-Werner Nordhues
wörner nordhues engineering GmbH

16:00 Uhr **Atomare Zwischen- und Endlagerung – eine Lösungsperspektive mit Beton?**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

16:30 Uhr **Zusammenfassung | Schlusswort**
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller
Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Dipl. Wirtsch.-Ing. Ulrich Nolting
InformationsZentrum Beton GmbH

16:35 Uhr **Umtrunk | Imbiss**

Autorenverzeichnis

13. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

„Sicherheit durch Beton – Schutz vor Explosion, Brand und Risikostoffen“

Dr.-Ing. Hubert Bachmann

Ed. Züblin AG, Albstadweg 3, 70567 Stuttgart

Dr.-Ing. Diethelm Bosold

InformationsZentrum Beton, Neustraße 1, 59269 Beckum

M.Sc. Iurie Curosu

Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Georg-Schumann-Straße 7, 01187 Dresden

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn

Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft, Universität Leipzig, Scharnhorststraße 20, 04275 Leipzig

Dipl.-Chem. Martina Götze

Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Georg-Schumann-Straße 7, 01187 Dresden

Dr.-Ing. Nico Herrmann

Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

Institut für Konstruktiver Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Werner-Heisenberg-Weg 39, 85577 Neubiberg

Dr. rer. nat. Andreas König

Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft, Universität Leipzig, Scharnhorststraße 20, 04275 Leipzig

Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechterine

Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Georg-Schumann-Straße 7, 01187 Dresden

Prof. Dr. rer. nat. Bernhard Middendorf

Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität Kassel, Mönchebergstraße 7, 34125 Kassel

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Gotthard-Franz-Str. 3, 76131 Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Hans-Werner Nordhues

wörner nordhues engineering GmbH, Gräfenhäuser Straße 36, 64293 Darmstadt

M.Sc. Stefanie Thalheim

Institut für Mineralogie, Kristallographie und Materialwissenschaft, Universität Leipzig, Scharnhorststraße 20, 04275 Leipzig

Prof. Dr. Klaus Thoma

Institutsleiter im Ruhestand, Fraunhofer Ernst-Mach-Institut, Eckerstrasse 4, 79104 Freiburg

M.Sc. Tobias Zircher

Institut für Konstruktiver Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr München, Werner-Heisenberg-Weg 39, 85577 Neubiberg

Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung

Themen vergangener Symposien (2004-2016)



1. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Instandsetzung bedeutsamer Betonbauten der Moderne in Deutschland
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Vogel, M. Haist
ISBN 978-86644-098-2



2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Sichtbeton – Planen, Herstellen, Beurteilen
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 3-937300-43-0



3. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Innovationen in der Betonbautechnik
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 3-86644-008-1



4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Industrieböden aus Beton
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-120-0



5. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Betonbauwerke im Untergrund – Infrastruktur für die Zukunft
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-214-6



6. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Dauerhafter Beton – Grundlagen, Planung und Ausführung bei Frost- und Frost-Taumittel-Beanspruchung
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-341-9



7. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Beherrschung von Rissen in Beton
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-487-4

bitte wenden



8. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Schutz und Widerstand durch Betonbauwerke bei chemischen Angriff
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-86644-654-0



9. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Nachhaltiger Beton – Werkstoff, Konstruktion und Nutzung
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer
ISBN 978-3-86644-820-9



10. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Gestalteter Beton – Konstruieren in Einklang von Form und
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer
ISBN 978-3-73150-179-4



11. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Betonverformungen beherrschen – Grundlagen für schadensfreie Bauwerke
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist, M. Kromer
ISBN 978-3-7315-0343-9



12. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung
Bauwerkserhaltung – Instandsetzung im Beton- und Stahlbetonbau
Hrsg. H. S. Müller, U. Nolting, M. Haist
ISBN 978-3-7315-0474-0

Alle Bände sind kostenfrei als Download bei **KIT Scientific Publishing** (<http://www.ksp.kit.edu>) oder für einen Unkostenbeitrag im Buchhandel erhältlich

Die gesellschaftlichen Diskussionen sind regelmäßig von den Ansprüchen und den Verlangen nach Sicherheit und Schutz geprägt. Offensichtlichen aber auch nur vermuteten Risiken begegnen wir daher mit Präventivmaßnahmen. Neben erkennbaren gefahrenabwehrenden Maßnahmen sind bereits viele weniger sichtbare bis unsichtbare Vorkehrungen beispielsweise in der Infrastruktur und im Baubestand integriert. Hierbei werden die Sicherheit des Bauwerks sowie der Schutz der Umwelt durch eine geeignete Stoffauswahl angestrebt. Der Werkstoff Beton weist vielfältig nutzbare Eigenschaften auf und besitzt folglich eine hohe Einsatzmöglichkeit als schützender Baustoff. Mit Blick auf die sich verändernden Gefahren gilt es die bestehenden Schutzmechanismen von Beton zu optimieren, anzupassen und weiterzuentwickeln.

Der vorliegende Tagungsband wird mit einem weitläufigen Blick über das Thema Risikomanagement eröffnet. Darauf aufbauend werden die Schutzmechanismen des Baustoffs Beton gegen verschiedene Angriffsarten eingehend erläutert. Der erste Themenblock widmet sich dem Szenario Explosion und befasst sich mit den Auswirkungen der dynamischen und hochdynamischen Einwirkungen auf Betonbauteile. Die Widerstandsfähigkeit des Betons gegenüber Brandbeanspruchung und die baulichen Aspekte des Brandschutzes werden im zweiten Themenblock diskutiert. Das dritte Gefährdungspotenzial stellen chemische Risikostoffe dar. Die Widerstandsmöglichkeiten und die erforderlichen baulichen Ausführungen werden hierzu thematisiert. Die renommierten Referenten stellen neben den geeigneten betontechnologischen Optimierungen auch konstruktive Ausführungen der jeweiligen Gefährdungslagen anhand von praxisnahen Beispielen vor.