

Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos,

Johann-Dietrich Wörner (Hrsg.)

Beton-Kalender 2021

**Schwerpunkte: Fertigteile,
Integrale Bauwerke (2 Teile)**

- der Beton-Kalender hat einen unvermindert hohen Stellenwert in den Planungsbüros, in der Bauindustrie und bei Bauproduktenherstellern
- Autoren aus Praxis, Normung und Forschung
- neuartige Betone und deren Einsatzmöglichkeiten wie z.B. UHPC, Stahlfaserbeton und Infraleichtbeton

Das Thema Nachhaltigkeit, der schonende Umgang mit Ressourcen bei Neubau und dem Bauen im Bestand werden im Beton-Kalender 2021 unter dem Blickwinkel des Bauens mit Fertigteilen beleuchtet. Unter dem Schwerpunkt „Integrale Bauwerke“ wird der aktuelle Stand des Wissens für diese Bauweise zusammengefasst.

BESTELLEN

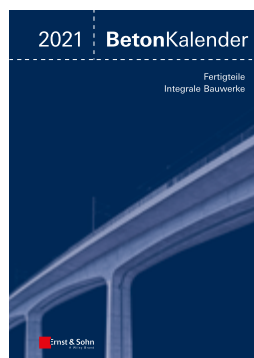
+49 (0)30 470 31-236

marketing@ernst-und-sohn.de

www.ernst-und-sohn.de/3301

WILEY

Ernst & Sohn
A Wiley Brand



2020 · 1246 Seiten ·
1047 Abbildungen · 215 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03301-2 € 174*

Fortsetzungspreis € 154*

eBundle (Print + PDF)

ISBN 978-3-433-03346-3 € 224*

ÜBER DAS BUCH

Das Thema Nachhaltigkeit, der bewusste und schonende Umgang mit Ressourcen bei Neubau und dem Bauen im Bestand werden im Beton-Kalender 2021 unter dem besonderen Blickwinkel des Bauens mit Fertigteilen und des Ertüchtigens beleuchtet. Neben aktualisierten Beiträgen zur Lebensdauerbemessung, den Grundlagen zum Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau und der Holz-Beton-Verbundbauweise wird speziell auf die Ressourceneffizienz beim Bau mit Betonfertigteilen eingegangen. Hierbei geht es um innovative Ansätze für Entwurf, Fügetechniken und Herstellungstechnologien (einschl. Automatisierung). In diesem Zusammenhang ist auch die Elementbauweise mit Gitterträgern zu nennen, welche ihrerseits die Vorteile der Vorfertigung mit der Flexibilität der Ort betonbauweise vereint.

Zum Thema Nachhaltigkeit gehört auch der schonende Umgang mit Bestandsbauwerken. Im Beton-Kalender wird hierzu die Verstärkung von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung und mit Schraubverbindungen

WILEY **Ernst & Sohn**
A Wiley Brand

aufgegriffen. Neben einem aktualisierten Beitrag zu geklebten Verstärkungen mit CFK-Lamellen und Stahl-laschen mit Erläuterungen und Beispielen wird die DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ abgedruckt.

Unter dem Schwerpunkt „Integrale Bauwerke“ fasst der Beton-Kalender den aktuellen Stand des Wissens für diese Bauweise für Brücken und Tragwerke im Hochbau zusammen. Eine Reihe von Beiträgen widmet sich neuartigen Betonen und deren Einsatzmöglichkeiten im Hinblick auf Neubau und Ertüchtigung, wie z.B. dem UHPC, Stahlfaserbeton und dem Infraleichtbeton.

BESTELLUNG

Anzahl	ISBN /	Titel	Preis
	978-3-433-03301-2	Beton-Kalender 2021	€ 174*
	978-3-433-03346-3	Beton-Kalender 2021 (Print + PDF)	€ 224*

Bitte richten Sie Ihre Bestellung an:

Tel. +49 (0)30 47031-236

Fax +49 (0)30 47031-240

marketing@ernst-und-sohn.de

Privat	Geschäftlich	
Firma, Abteilung	UST-ID Nr.	
Name, Vorname	Telefon	Fax
Straße, Nr.		
PLZ/Ort/Land	E-Mail	
Datum/Unterschrift		

www.ernst-und-sohn.de/3301

* Der €-Preis gilt ausschließlich für Deutschland. Inkl. MwSt.

Vorwort

Die Schwerpunkte im Beton-Kalender 2021 sind das Bauen mit Fertigteilen und die Integralen Bauwerke. Besonders erwähnenswert sind zusätzliche Beiträge zum Holz-Beton-Verbundbau und zu innovativen Betonformulierungen, wie Infraleichtbeton, Stahlfaserbeton und ultrahochfestem Beton sowie zur Dauerhaftigkeitsbemessung. Dazu runden noch ausgewählte Kapitel über Ertüchtigungsmethoden mit Betonschrauben und geklebte Verstärkungen dieses Handbuch des Bauingenieurwesens ab.

Teil 1 beginnt mit dem aktualisierten Beitrag aus dem Beton-Kalender 2011 zur performancebasierten Lebensdauerbemessung von Christoph Gehlen, Till Felix Mayer, Charlotte Thiel und Christian Fischer. In diesem Beitrag werden umfassend die Transport- und Schädigungsmodelle vorgestellt, welche die Mechanismen der Carbonatisierung, der Chlorideindringung, der Korrosion und der korrosionsinduzierten Rissbildung im Stahlbeton beschreiben. Das Hauptaugenmerk wird auf die Bemessung in Bezug der Dauerhaftigkeit und damit der Abschätzungen der technischen Lebensdauer von Beton gelegt. Neben dem vollprobabilistischen Format wird das Bemessungskonzept mit den Teilsicherheitsbeiwerten dargestellt. Daran anschließend wird aufgezeigt, welche deskriptiven Bemessungsansätze sich daraus ableiten lassen. An einigen exemplarischen Objektbeispielen wird die Lebensdauerbemessung konkret vorgeführt.

Der Beitrag über das Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau aus dem Beton-Kalender 2016 wurde von Hubert Bachmann, Mathias Tillmann und Susanne Urban aktualisiert. Dieser Beitrag vermittelt das notwendige Wissen für die Bemessung, Konstruktion und Herstellung von Betonfertigteilen speziell für den Hochbau. Die Aussteifung von Fertigteilgebäuden wird ausführlich behandelt. Dabei werden auch ingenieurmäßig vereinfachende Betrachtungen der Aussteifung gegenüber der computergestützten Berechnung aufgezeigt. Einige konstruktive Details, wie Auflager, Knotenverbindungen und Stöße, werden vertiefend dargestellt. Ein zunehmend wichtiger Anwendungsbereich für Betonfertigteile ist der Fassadenbau, welchem ein eigener Abschnitt gewidmet ist. Abschließend werden noch einige baupraktische Erkenntnisse für die Fertigung gebracht.

Neue Wege des ressourceneffizienten Bauens mit Betonfertigteilen zeigt Benjamin Kromoser auf. Dieser Beitrag behandelt mit besonderem Fokus die

ökologische und ökonomische Effizienz vom Bauen mit Fertigteilen. Im ersten Teil des Beitrags werden einige wichtige Themen der Lebenszyklusanalyse erläutert und die wichtigsten ökologischen Kennwerte vom Leichtbeton bis zum ultrahochfesten Beton für Betonsorten sowie für ausgewählte Bewehrungsstähle, Spannstähle und auch nichtmetallische Bewehrungen dargestellt. Im zweiten Teil wird auf die Grundlagen der Strukturoptimierung und die Fügung eingegangen und eine umfassende Studie zu möglichen Optimierungsstrategien vorgestellt. Der dritte Teil behandelt die unterschiedlichen verfügbaren Herstellungsmethoden, wobei ein besonderer Fokus auf den Automatisierungsgrad und auch auf neue Technologien gelegt wird.

Die Verbundkombination von Holztragelementen mit Beton wurden von Klaus Holschemacher und Hubertus Kieslich verfasst. Die Holz-Beton-Verbundbauweise hat sich insbesondere für Biegeträger bewährt. Das Kapitel Holz-Beton-Verbund umfasst neben der baurechtlichen Einordnung die Vielfalt möglicher Verbindungsmittel. Die funktionalen und besonderen Anforderungen an diese Bauweise sowie deren rechnerische Nachweisführung werden eingehend beleuchtet. Die Autoren haben auch den ökologischen Vorteilen dieser Holz-Verbund-Bauweise einen eigenen Abschnitt gewidmet. Ein Berechnungsbeispiel zur Bemessung einer Holz-Beton-Verbund-Decke rundet diesen Beitrag ab.

Die konstruktiven Ausbildungen und die aktuellen Bemessungsregeln für Balken- und Elementdecken werden von Johannes Furche und Ulrich Bauermeister in aktualisierter Form vom Beton-Kalender 2016 umfassend dargestellt. Es werden Erläuterungen zum Montagezustand von einachsigen und zweiachsig gespannten Flachdecken, zur Bemessung von Ermüdungsbeanspruchungen sowie Hinweise zu bauaufsichtlichen Zulassungen und Bauartgenehmigungen gegeben. Zusätzlich beschreiben die Autoren die Konstruktion von Elementwänden in Massivbauart und die Anwendungsbedingungen von kerngedämmten Wänden.

Der zweite Teil beginnt mit dem Beitrag von Nguyen Viet Tue, Regina Della Pietra und Michael Mayer über den Entwurf und die Bemessung von Integralbrücken. Dabei werden wertvolle Anregungen zur Bemessung, konstruktiven Durchbildung und zusätzlich zu einer möglichen Integralisierung von Bestandsbrücken gegeben. Wie die Verfasser schreiben, sind heute Erfahrungen für den Entwurf,

die Bemessung und die Ausführung von integralen Brücken bis ca. 30 Metern, aber auch von integralen Brücken mit größeren Spannweiten vorhanden. Die Entscheidung für oder gegen eine Integralbrücke hängt vor allem von der Topologie des Geländes und den Gründungsverhältnissen ab. Wertvoll im Beitrag sind die Darstellung und Diskussion der aktuellen Richtlinien in den drei Ländern Deutschland, Österreich und der Schweiz. Die Bemessung von Betonbrücken erfolgt in Deutschland und Österreich auf Grundlage des Eurocode 2, Teil 2 unter Berücksichtigung der jeweiligen Nationalen Anhänge und in der Schweiz gemäß der SIA 262. Auch haben die Verfasser die wesentlichen Einflussparameter auf die Schnittgrößen infolge der Temperatur und des Erddrucks eingehend dargestellt. Dabei werden die Schnittgrößen aus Temperatur und Erddruck gemeinsam bewertet, wodurch eine realistischere Beurteilung der Auswirkungen am Bauwerk erzielt wird. Neben einer detaillierten Darstellung der Einwirkungen und der Berücksichtigung der Nachgiebigkeit des Baugrundes geben die Autoren wertvolle Hinweise zur numerischen Modellierung und konstruktiven Ausbildung.

Das Autorenteam Josef Taferner, Lukas Gasser, Hannes Fischnaller, Konrad Bergmeister und Manfred Keuser haben den Beitrag zur Integralen Bauweise vom Beton-Kalender 2009 wesentlich erweitert und aktualisiert. Die integrale Bauweise – insbesondere in Bezug auf das Trag- und Verformungsverhalten unter Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit und auf die bei fugenlosen Tragwerken schwierig berechenbaren Zwangbeanspruchungen – werden eingehend behandelt. Nichtlineare Werkstoffgesetze werden als Grundlage für die Berechnung der Zwangsschnittgrößen berücksichtigt, da deren Ausprägung in erheblichem Maße steifigkeitsabhängig ist. Die Bewertung des Zwangs in den geltenden Normen mit besonderem Blick auf zentrische Zwangbeanspruchungen infolge konstanter Temperaturänderungen werden kritisch betrachtet und die unterschiedliche Behandlung von Zug- und Druckspannungen aus Zwangseinwirkungen aufgezeigt. Auch der Interaktion Tragwerk – Boden wird ein Abschnitt gewidmet, da bei integralen Tragwerken der Baugrund Teil des Gesamtsystems ist. Ein Berechnungsvorschlag auf Grundlage der Verformungskompatibilität zur Bestimmung der Zwangskräfte in fugenlosen Hochbaudecken wird vorgestellt. Innovative integrale Fassaden aus Beton von ausgeführten Projekten werden präsentiert. Mit Entwurfsempfehlungen für fugenlose Hochbautragwerke und Vorschlägen für die konstruktive Durchbildung wird dieser umfassende Beitrag abgeschlossen.

Das Bemessen mit Stahlfaserbeton wird von Katharina Look, Vincent Oettel, Peter Heek, Martin Empelmann und Peter Mark ausführlich behandelt. Der Beitrag stellt den aktuellen Stand von Bemes-

sungsverfahren für Bauteile aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton vor. In Deutschland wurde die Richtlinie „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau mit Ausgabe 2012 überarbeitet. Die Veröffentlichung der Neuausgabe ist für 2020 vorgesehen; die bauaufsichtliche Einführung ist für 2021 zu erwarten. Die Überarbeitungen betreffen zusätzliche Regelungen für die Bemessung gegen Torsion und die Nutzung des sogenannten L1-Wertes für die Nachweise zur Rissbreitenbeschränkung. Im Beitrag werden die ansetzbaren Zugfestigkeiten nach nationalen und internationalen Standards sowie übliche Festigkeitswerte häufig verwendeter Rezepturen dargestellt. Klar strukturiert werden die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit und ohne Normalkraft, Querkraft und Torsion sowie die Rissbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit aufgeführt. Für die praktische Anwendung wurden die Gleichungen in Diagrammen und Programmen auf Basis von Tabellenkalkulation ausgearbeitet. Abschließend wird noch der Ansatz der Fasertragwirkungen bei Brand und Ermüdungsbeanspruchungen behandelt.

Ein Beitrag über Fertigteile und die integralen Bauwerke sowie das Bauen mit Stahl-UHFB (UHPC) wurde von Eugen Brühwiler verfasst. Der Autor zeigt das Potenzial für die Anwendungen der UHFB-Bauweise auf. Dieser besonders hochfeste Beton kann sowohl bei Brücken als auch im Fertigteilbau, beim Fahrbahnbau oder auch beim Bau von Tunneln und Stützbauwerken sowie im Hochbau für weitgespannte, schlanke Tragwerke vielfältig verwendet werden. Der Autor gibt einen Überblick über den aktuellen Stand der Technik sowie über die besonderen Materialeigenschaften einschließlich der Ermüdung. Beim Entwurf mit UHFB geht es darum, die Baustoffe möglichst effizient zu kombinieren. Tragwerke aus Stahl-UHFB werden vorteilhaft aus Fertigteilen zusammengesetzt. Dabei sind die Bauteilabmessungen und Querschnitte derart zu optimieren, dass die Tragfähigkeit (Bauteilsteifigkeit und Tragwiderstand) im Verhältnis zur eingesetzten Baustoffmenge möglichst hoch ist. Zur Vermeidung von Schwind- und Kriechverformungen können UHFB-Bauteile thermisch nachbehandelt werden, was die integrale Bauweise begünstigt, da das integrale Tragwerk einzig Verformungen infolge Temperaturänderungen aufnehmen muss. Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung sind bei der Bemessung von Bauteilen aus Stahl-UHFB maßgebend. Der Autor geht sowohl auf die Bemessung als auch auf die konstruktive Durchbildung und die Ausführung von UHFB-Bauteilen ein. Bei der Ausführung muss die zeitliche Entwicklung der UHFB-Festigkeit berücksichtigt werden. Mit ausgewählten Anwendungsbeispielen wird dieser Beitrag abgeschlossen.

Im Beitrag über Infraleichtbeton haben die Autoren Mike Schlaich, Alex Hückler und Claudia Lösch erstmalig sämtliche derzeit vorhandenen Erkenntnisse zusammengestellt. Beim Lesen dieses Beitrags erkennt man, dass dem Bauen mit Infraleichtbeton eigentlich nichts mehr im Wege steht. Es werden detailliert der Stand der Forschung präsentiert, die betontechnologischen und bauphysikalischen Eigenschaften mit deren Kennwerten – auch zum Thema Nachhaltigkeit – angeführt und eine Klassifizierung in Anlehnung an den Eurocode 2 vorgenommen. Die Leistungsfähigkeit eines Leichtbetons lässt sich über das Verhältnis der Druckfestigkeit über der Trockenrohdichte beschreiben. Jedoch liegt der Infraleichtbeton aufgrund seiner Rohdichte und der Festigkeiten außerhalb des Geltungsbereichs des Eurocode 2 und der Betonnorm EN 206. Als gefügedichter Leichtbeton ist er auch nicht in die Normung für haufwerksporige Betone oder Porenbetone einzuordnen. Eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung wird aktuell angestrebt. Solange diese noch nicht vorliegt, ist für den Einsatz von Infraleichtbeton bei Bauprojekten eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich, in der auch Einzelheiten zur Bemessung geregelt werden. Die Autoren haben daher äußerst profund die Bemessungsregeln für Infraleichtbeton vorgestellt und sind auch auf das Langzeitverhalten detailliert eingegangen. Genauso wird die konstruktive Durchbildung wichtiger Details erörtert. Einige ausgewählte, realisierte Bauwerke runden diesen innovativen Beitrag ab.

Eine besondere Art zur Erhöhung des Querkraft- und Durchstanzwiderstandes stellen die nachträglich gesetzten Betonschrauben dar. Dazu haben Jürgen Feix, Johannes Lechner, Matthias Spiegl und Rupert Walkner auf der Grundlage von experimentellen und numerischen Untersuchungen die Anwendung und Bemessung erarbeitet. Gemäß den aktuellen Zulassungen für die nachträgliche Verstärkung mit Verbundankerschrauben können Schrauben bis zu einer Länge von 2,1 m als nachträgliche Querkraft- oder Durchstanzverstärkung eingesetzt werden. Da bei diesen Bohrlochlängen ein Eindrehen der Schraube über die gesamte Länge und ein vollständiger Hinterschnitt am Bohrlochende nicht gewährleistet werden kann, werden für diese Verankerungslängen sogenannte Stufenbohrungen erstellt. Für die Berechnung der erforderlichen Verstärkung mit Verbundankerschrauben werden, um das experimentell festgestellte vorzeitige Verankerungsversagen zu berechnen, der Druckstrebenwinkel mit $\theta = 45^\circ$ und die Einbaurichtung der Betonschrauben mit 90° festgelegt. Als Bemessungsgrenze wird eine ausnutzbare Spannung der Betonschraube eingeführt, welche das vorzeitige Versagen im Verankerungsbereich vor Erreichen der Fließspannung berücksichtigt. Anhand von Berechnungsbeispielen zeigen die Autoren die Abläufe und anhand einiger Projekte die Verstärkungs-

möglichkeiten zur Erhöhung des Querkraft- und Durchstanzwiderstandes auf.

Im Beitrag von Konrad Zilch, Roland Niedermeier und Wolfgang Finckh wird die Bemessung von geklebten Verstärkungen von Betonbauteilen auf der Grundlage des Beitrags vom Beton-Kalender 2013 erläutert. Ausführlich wird auf das Bemessungskonzept der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ mit der zugehörigen Berichtigung aus dem Jahr 2020 eingegangen und es werden die Hintergründe aufgezeigt. Die Anwendung des Bemessungskonzeptes wird anhand von Beispielen beschrieben. Die DAfStb-Richtlinie ist innerhalb Europas die erste Richtlinie, welche das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung konsequent als eine Erweiterung des Eurocodes regelt. Nach der Umstellung der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen bzw. der allgemeinen Bauartgenehmigungen auf die Richtlinie liegt ein konsistentes System vor, das für die Hersteller, die Planer und die Bauausführung klare und umfassende Regelungen vorgibt.

Im Kapitel „Normen und Regelwerke“ stellt Frank Fingerloos zwei Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton vor. Die DAfStb-Richtlinien „Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel“, Ausgabe Juli 2019 und „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“, Ausgabe März 2012 inkl. der aktuellen Berichtigungen, werden in den Abschnitten 3 und 4 abgedruckt. Die Verzeichnisse der wichtigsten für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau relevanten Baunormen und technischen Baubestimmungen sind im Abschnitt 2.1, der aktuellen Richtlinien und Hefte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton im Abschnitt 2.2, der Merkblätter und Hefte des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins im Abschnitt 2.3 und der Richtlinien und Merkblätter der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) im Abschnitt 2.4 enthalten.

Mit den Themenschwerpunkten „Fertigteilbauweisen“ und „Integrale Bauwerke“ sowie mit einigen absolut aktuellen Beiträgen zu innovativen Betonformulierungen und Kombinationen mit anderen Baustoffen und zur Ertüchtigung von Bauwerken ist ein wissenschaftlich fundiertes Nachschlagewerk für die Ingenieurpraxis entstanden. Die Herausgeber wünschen Ihnen ein erfolgreiches und nachhaltig verantwortbares Entwerfen, Konstruieren und Bauen.

Wien, Berlin, Darmstadt, im Juli 2020

Konrad Bergmeister, Wien

Frank Fingerloos, Berlin

Johann-Dietrich Wörner, Darmstadt

Inhaltsübersicht

1

	Inhaltsverzeichnis	IX
	Anschriften	XVI
I	Lebensdauerbemessung	1
	Christoph Gehlen, Till Felix Mayer, Charlotte Thiel, Christian Fischer	
II	Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau	59
	Hubert Bachmann, Mathias Tillmann, Susanne Urban	
III	Ressourceneffizientes Bauen mit Betonfertigteilen	
	Material – Struktur – Herstellung	305
	Benjamin Kromoser	
IV	Holz-Beton-Verbund	357
	Klaus Holschemacher, Hubertus Kieslich	
V	Elementbauweise mit Gitterträgern	421
	Johannes Furche, Ulrich Bauermeister	
	Stichwortverzeichnis	XXI

Inhaltsübersicht

2

	Inhaltsverzeichnis	V
	Anschriften	XVIII
VI	Integralbrücken – Tragverhalten und Anregungen zur Bemessung einschließlich Integralisierung von Bestandsbrücken.	607
	Nguyen Viet Tue, Regina Della Pietra, Michael Mayer	
VII	Integrale Betonbauwerke – Hochbau	673
	Josef Taferner, Lukas Gasser, Hannes Fischnaller, Konrad Bergmeister, Manfred Keuser	
VIII	Bemessen mit Stahlfaserbeton	797
	Katharina Look, Vincent Oettel, Peter Heek, Martin Empelmann, Peter Mark	
IX	Fertigteile und die integralen Bauwerke – Fertigteilbau mit Stahl-UHFB (UHPC)	875
	Eugen Brühwiler	
X	Infraleichtbeton (ILC)	907
	Mike Schlaich, Alex Hückler, Claudia Lösch	
XI	Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben.	953
	Jürgen Feix, Johannes Lechner, Matthias Spiegl, Rupert Walkner	
XII	Geklebte Verstärkung mit CFK-Lamellen und Stahllaschen.	1007
	Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh	
XIII	Normen und Regelwerke.	1107
	Frank Fingerloos	
	Stichwortverzeichnis	1247

Inhaltsverzeichnis

1

I	Lebensdauerbemessung	1
	Christoph Gehlen, Till Felix Mayer, Charlotte Thiel, Christian Fischer	
1	Einführung	3
1.1	Problemstellung, Sicherheitskonzept	3
1.2	Historische Entwicklung der Dauerhaftigkeitsbemessung	4
2	Modellierung von Schädigungs- mechanismen	6
2.1	Schädigungsmechanismen für Stahlbetonbauwerke	6
2.2	Bewehrungskorrosion	6
2.2.1	Grundlagen der Bewehrungskorrosion	6
2.2.2	Carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion	7
2.2.3	Chloridinduzierte Bewehrungs- korrosion	8
2.2.4	Schädigungsfortschritt nach Depassivierung	10
2.2.5	Rissbildung und Rissaufweitung infolge von Bewehrungskorrosion	12
2.2.6	Änderung des Verbunds infolge Bewehrungskorrosion	15
2.3	Betonkorrosion	19
2.3.1	Allgemeines	19
2.3.2	Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff	19
2.3.3	Säureangriff	21
2.3.4	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	22
2.3.5	Verschleißbeanspruchung	22
3	Ermittlung von Material- widerständen	23
3.1	Anforderungen an Materialtests zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Beton	23
3.2	Leistungsbezogene Prüfverfahren für singuläre Schädigungsmechanismen	24
3.2.1	Übersicht	24
3.2.2	Carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion	26
3.2.3	Chloridinduzierte Bewehrungs- korrosion	26
3.2.4	Schädigungsfortschritt nach Depassivierung (Bewehrungs- korrosion)	29
3.2.5	Frost- bzw. Frost-Tausalz-induzierte Betonkorrosion	29
3.2.6	Säureangriff	29
3.2.7	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	30
3.2.8	Verschleißbeanspruchung	31
3.2.9	Fazit	31
4	Bemessungsformate	32
4.1	Allgemeines	32
4.2	Bemessungsformat A: Vollprobabilistische Bemessung	33
4.2.1	Allgemeines	33
4.2.2	Festlegung der Bemessungskriterien	34
4.2.3	Carbonatisierungsinduzierte Bewehrungskorrosion	35
4.2.4	Chloridinduzierte Bewehrungs- korrosion	37
4.2.5	Säureangriff	38
4.3	Bemessungsformat B: Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten	39
4.3.1	Allgemeines	39
4.3.2	Festlegung der Bemessungsvariablen, Anordnung der Teilsicherheits- beiwerte	40
4.3.3	Bemessungsnomogramm Carbonatisierung	40
4.3.4	Bemessungsnomogramm Chlorid- diffusion	41
4.3.5	Bemessungsnomogramm Säureangriff	41
4.4	Bemessungsformat C: Bemessung mit deskriptiven Regeln	41
4.4.1	Allgemeines	41
4.4.2	Analyse der deutschen deskriptiven Regeln: Bemessungsformat C1	42
4.4.3	Ableitung neuer quantifizierter deskriptiver Regeln: Bemessungsformat C2	44
4.5	Fazit	45
5	Anwendungsbeispiele	46
5.1	Motivation	46
5.2	Anwendungsbeispiel 1: Bemessung von Betonfertigteilen der Expositions- klasse XC4	46
5.3	Anwendungsbeispiel 2: Bewertung eines Stahlbetonturms hinsichtlich carbonatisierungsinduzierter Korrosion	47
5.4	Anwendungsbeispiel 3: Bemessung eines Brückenpfeilers	47
5.5	Anwendungsbeispiel 4: Bewertung einer Tunnelinnenwand hinsichtlich chloridinduzierter Korrosion	48
6	Literatur	51

II	Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau 59		
	Hubert Bachmann, Mathias Tillmann, Susanne Urban		
1	Einführung in den Betonfertigteilbau 61	3.4.3	Überschlagsformeln zur
1.1	Vorteile der Werksfertigung 61		Vordimensionierung 112
1.2	Geschichtliche Entwicklung 63	3.5	Nachweis der aussteifenden Bauteile . 114
1.3	Normen und Regelwerke 65	3.6	Konstruktive Durchbildung 115
1.3.1	Europäische Produktnormung 65	3.6.1	Deckenscheiben 115
1.3.2	Liste technischer Regelwerke 70	3.6.2	Wandscheiben 115
1.3.2.1	Allgemeines 70		
1.3.2.2	Nationale Normen 70	4	Bauteile des Betonfertigteilbaus. 116
1.3.2.3	Europäische Normen 72	4.1	Allgemeines 116
1.3.2.4	Internationale Normen 77	4.2	Decken- und Dachplatten 117
1.3.2.5	Richtlinien des Deutschen	4.2.1	Allgemeines 117
	Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) . 77	4.2.2	Vollplatten 117
1.3.2.6	Technische Regeln des Deutschen	4.2.3	Hohlplatten 117
	Instituts für Bautechnik (DIBt) 77	4.2.3.1	Allgemeines 117
1.3.2.7	Merkblätter 78	4.2.3.2	Spannbetonhohlplatten 117
1.3.2.8	Europäische Verordnungen 79	4.2.3.3	Stahlbetonhohlplatten 120
1.3.2.9	Sonstige Regelwerke 79	4.2.4	Elementdecken 120
		4.2.4.1	Allgemeines 120
2	Entwerfen von Fertigteilbauten 79	4.2.4.2	Vorgespannte Elementdecken 121
2.1	Allgemeines 79	4.2.5	Deckenplatten mit Stegen
2.2	Toleranzen und Passungs-		(TT-Platten) 122
	berechnungen 82	4.2.6	Sonstige Deckensysteme 123
2.2.1	Allgemeines 82	4.3	Balken 123
2.2.2	Toleranznormen 82	4.3.1	Pfetten, Riegel, Unterzüge 123
2.2.3	Passungsberechnungen 86	4.3.2	Dachbinder 125
2.3	Herstellung 88	4.4	Stützen 128
2.4	Transport und Montage 91	4.5	Wände 130
2.4.1	Allgemeines 91	4.5.1	Allgemeines 130
2.4.2	Transport 91	4.5.2	Elementwände 131
2.4.3	Montage 93	4.6	Fundamente 132
2.5	Nachhaltigkeit 95	4.6.1	Allgemeines 132
2.6	Beispiele zum Entwurf 96	4.6.2	Angeformte Fundamente 132
		4.6.3	Köcher- und Blockfundamente 133
3	Aussteifung von Fertigteilbauten 98	4.6.3.1	Allgemeines 133
3.1	Allgemeines 98	4.6.3.2	Köcherfundamente 133
3.2	Belastungen der Aussteifungs-	4.6.3.3	Blockfundamente 135
	elemente 98	4.6.4	Sonstige Fundamentarten 136
3.2.1	Allgemeines 98		
3.2.2	Lastfall Wind 98	5	Knotenpunkte des Beton-
3.2.3	Lastfall Lotabweichung 100		fertigteilbaus 137
3.2.4	Lastfall Erdbeben 101	5.1	Allgemeines 137
3.2.5	Lastfall Zwang (Schwinden und	5.2	Deckenplatten-Auflager 138
	Temperatur) 104	5.2.1	Spannbetonhohlplatten 138
3.3	Tragelemente zur Aussteifung 105	5.2.2	TT-Platten 138
3.3.1	Typische Aussteifungselemente 105	5.3	Pfetten-Auflager 138
3.3.1.1	Allgemeines 105	5.4	Binder-Auflager 140
3.3.1.2	Gegliederte Wandscheiben 105	5.5	Unterzug-Auflager 142
3.3.1.3	Scheiben mit großen Öffnungen 106	5.6	Wandplatten-Auflager 142
3.3.1.4	Rahmen und Verbände 106	5.7	Balkonplatten 144
3.3.1.5	Räumliche Systeme 106	5.8	Treppenaufleger 145
3.3.1.6	Aus Fertigteilen zusammengesetzte	5.9	Stütze/Fundament 146
	Scheiben 107		
3.3.2	Anordnung der Aussteifungs-	6	Einzelfragen zur Bemessung 148
	elemente 108	6.1	Allgemeines 148
3.4	Verteilung der Horizontallasten 112	6.2	Druckfugen und Teilflächenbelastung 149
3.4.1	Allgemeines 112	6.3	Lagerung 150
3.4.2	Allgemeine Vorgehensweise 112	6.3.1	Allgemeines 150

6.3.2	Elastomerlager	150	6.12.4	Sonstiges	188
6.3.3	Technische Regelwerke zu Elastomerlagern	151	6.13	Querkräfte in Deckenplatten	188
6.3.4	Ansätze zur Bemessung von Elastomerlagern	151	6.14	Ausgeklinte Auflager	191
6.3.5	Horizontalkräfte	152	6.14.1	Allgemeines	191
6.3.6	Dimensionierung der Lagerung	152	6.14.2	Bemessung	192
6.3.7	Bemessung und Konstruktion der Lagerung	153	6.15	Konsolen	195
6.4	Stützenstöße	157	6.15.1	Allgemeines	195
6.4.1	Allgemeines	157	6.15.2	Bemessung	195
6.4.2	Stützenstoß im Mörtelbett	157	6.15.2.1	Allgemeines	195
6.4.2.1	Allgemeines	157	6.15.2.2	Nachweis nach <i>Steinle</i>	196
6.4.2.2	Mörtelbett mit Stirnflächenbewehrung	158	6.15.2.3	Nachweis nach DAfStb-Heft 600	197
6.4.2.3	Mörtelbett mit Stahlplatte	159	6.15.2.4	Nachweis nach <i>Reineck</i>	197
6.4.3	Stützenstoß mit verformbaren Fugenmaterialien	159	6.15.2.5	Nachweis nach <i>Fingerloos</i>	198
6.4.4	Biegesteife Stöße	160	6.15.2.6	Zusammenfassung	199
6.4.5	Stützenstöße mit hochfestem Betonstahl	160	6.15.2.7	Vergleich zwischen den Nachweisen	199
6.5	Wand-Decken-Verbindungen	163	6.15.3	Bauliche Durchbildung	201
6.6	Scherbolzen	164	6.15.4	Exzentrisch belastete Konsolen	202
6.6.1	Allgemeines	164	6.15.5	Trägerkonsolen	202
6.6.2	Große Randabstände $a_{ } \geq 8\varnothing_B$ bzw. $a_{\perp} \geq 8\varnothing_B$	165	6.15.6	Nachträglich angeschlossene Konsolen	204
6.6.2.1	Stahlversagen	165	6.16	Nachweis der Kippsicherheit	205
6.6.2.2	Betonversagen	166	6.16.1	Allgemeines	205
6.6.3	Geringe Randabstände $a_{ } < 8\varnothing_B$ bzw. $a_{\perp} < 8\varnothing_B$	166	6.16.2	Vereinfachte Kippnachweise	205
6.6.3.1	Stahlversagen	166	6.16.3	Rechnerische Nachweise	206
6.6.3.2	Betonversagen	166	6.16.3.1	Allgemeines	206
6.6.4	Weitere Hinweise zu Scherbolzen	167	6.16.3.2	Verfahren nach <i>Stiglat</i>	208
6.7	Schweißverbindungen	167	6.16.3.3	Verfahren nach <i>König/Pauli</i>	208
6.8	Schraub- und Muffenverbindungen	171	6.16.3.4	Verfahren nach <i>Mehlhorn/Röder</i> und <i>Rafla</i>	210
6.9	Sonstige Verbindungsmittel	171	6.16.4	Nachweis der Auflager	211
6.10	Transportanker	174	6.17	Brandschutzbemessung	212
6.10.1	Allgemeines	174	6.17.1	Allgemeines	212
6.10.2	Einwirkungen	175	6.17.2	Grundlagen der Brandschutzbemessung	213
6.10.2.1	Allgemeines	175	6.17.2.1	Allgemeines	213
6.10.2.2	Abheben mit Schalungshaftung	175	6.17.2.2	Bemessung nach DIN EN 1992-1-2	213
6.10.2.3	Aufrichten	175	6.17.2.3	Bemessung nach DIN 4102-4	214
6.10.2.4	Heben unter Schrägzug	175	6.17.3	Stahlbeton- und Spannbetonbalken	215
6.10.3	Ermittlung des zulässigen Tragwiderstands	176	6.17.4	Stahlbeton-Konsolen	215
6.10.4	Weitere Hinweise für die Bemessung	177	6.17.5	Stahlbetonstützen	217
6.10.5	Konsequenzen aus der Maschinenrichtlinie	178	6.17.5.1	Rechnerische Ermittlung	217
6.10.6	Inkompatibilität von Transportankersystemen	178	6.17.5.2	Tabellenwerte	217
6.11	Schubkraftübertragung in Fugen	178	6.17.6	Brandwände	218
6.11.1	Allgemeines	178	6.17.7	Putzbekleidungen	219
6.11.2	Bemessung	178	6.17.8	Hochfeste Betone	219
6.11.3	Oberflächenkategorien	181	6.17.9	Anschlüsse, Fugen und Verbindungen	219
6.11.4	Ermüdung	182	6.17.9.1	Allgemeines	219
6.11.5	Bauliche Durchbildung	183	6.17.9.2	Fugen zwischen Fertigteilplatten	220
6.12	Decken- und Wandscheiben	184	6.17.9.3	Fugen zwischen Wänden (ohne Brandwände)	220
6.12.1	Allgemeines	184	6.17.9.4	Fugen zwischen Brandwänden	221
6.12.2	Deckscheiben	184	6.17.9.5	Anschlüsse von Brandwänden an Stahlbetonbauteile	221
6.12.3	Wandscheiben	187	6.18	Vorspannung im sofortigen Verbund	223
			6.18.1	Allgemeines	223
			6.18.2	Betondeckung	223
			6.18.3	Vorspanngrad	223
			6.18.4	Spannkraftverluste	224
			6.18.5	Dekompression	225

6.18.6	Begrenzung der Spannungen	226	7.7.4	Beton mit Glaszuslag	254
6.18.7	Übertragung und Verankerung der Vorspannung	226	7.7.5	Glas-Beton-Verbund.	254
6.18.8	Spaltzug und Stirnzug.	227	7.8	Bauphysik	254
7	Fassaden aus Betonfertigteilen.	228	7.8.1	Energetische Betrachtungen und Wärmeschutz	254
7.1	Allgemeines	228	7.8.1.1	Allgemeines	254
7.2	Entwurf	229	7.8.1.2	Wärmebrücken.	255
7.3	Oberflächen	231	7.8.1.3	Sommerlicher Wärmeschutz	259
7.3.1	Allgemeines	231	7.8.2	Feuchtigkeitsschutz	260
7.3.2	Sichtbeton und Architekturbeton	232	7.9	Ausführungsbeispiele.	260
7.3.3	Gestaltung durch die Schalung	233	7.9.1	Züblin-Haus in Stuttgart	260
7.3.3.1	Allgemeines	233	7.9.2	Gemeindezentrum in Mannheim- Neuhemsheim.	261
7.3.3.2	Glatte Schalungen	233	7.9.3	Bürogebäude Ohligsmühle in Wuppertal.	263
7.3.3.3	Strukturschalung	233	7.9.4	Tour Total in Berlin	264
7.3.4	Nachträglich bearbeitete Oberflächen	233	7.9.5	ROC Mondriaan in Den Haag	264
7.3.5	Witterungsverhalten.	234	7.9.6	Deutsche Bank in Berlin	264
7.3.5.1	Allgemeines	234	7.9.7	Eastsite in Mannheim.	265
7.3.5.2	Planung	234	8	Herstellung.	266
7.3.5.3	Oberflächenschutz, Pflege und Wartung	235	8.1	Herstellungsverfahren	266
7.4	Fugenabdichtung	236	8.1.1	Allgemeines	266
7.5	Betonsandwichelemente	237	8.1.2	Ortsfeste Fertigung	267
7.5.1	Allgemeines	237	8.1.2.1	Allgemeines	267
7.5.2	Abmessungen und Schichtdicken	238	8.1.2.2	Stabförmige Bauteile	267
7.5.3	Verbindungsmittel	239	8.1.2.3	Schalungen für TT-Platten	267
7.5.4	Einwirkungen.	241	8.1.2.4	Schalungen für Spannbetonbinder	269
7.5.4.1	Allgemeines	241	8.1.2.5	Schalungstische	269
7.5.4.2	Transport- und Montagezustände	242	8.1.2.6	Batterieschalungen.	269
7.5.4.3	Temperatur	242	8.1.2.7	Schalungsbahnen	269
7.5.4.4	Schwinden	244	8.1.3	Umlauffertigung.	271
7.5.5	Bemessung	246	8.2	Betone im Fertigteilbau	272
7.5.5.1	Allgemeines	246	8.2.1	Allgemeines	272
7.5.5.2	Vorsatzschicht	246	8.2.2	Frischbeton.	273
7.5.5.3	Tragschicht.	246	8.2.3	Festbeton	274
7.5.5.4	Verbindungsmittel	246	8.2.4	Ultrahochfester Beton	274
7.5.6	Verformungen	247	8.2.5	Selbstverdichtender Beton	276
7.5.7	Rissverhalten	248	8.2.6	Faserbetone	276
7.5.8	Bauliche Durchbildung	248	8.2.7	Textilbeton	277
7.5.8.1	Eckausbildung	248	8.3	Nachbehandlung und Wärme- behandlung.	279
7.5.8.2	Dämmstoffe	249	8.4	Bewehrung.	281
7.5.8.3	Folien	249	8.4.1	Betonstahl	281
7.6	Vorgehängte Fassadenplatten.	250	8.4.2	Spannstahl	282
7.6.1	Großformatige vorgehängte Fassadenplatten	250	8.4.3	Nichtmetallische Bewehrung.	282
7.6.1.1	Allgemeines	250	8.4.4	Bewehrungszeichnungen	282
7.6.1.2	Hinterlüftete Fassaden	250	8.4.5	Ausführung	285
7.6.1.3	Befestigung und Verankerung	250	8.5	Vorspannung	285
7.6.1.4	Einwirkungen.	251	8.5.1	Allgemeines	285
7.6.2	Kleinformatige vorgehängte Fassadenplatten	251	8.5.2	Ausführungsunterlagen	286
7.6.2.1	Allgemeines	251	8.5.3	Herstellung.	288
7.6.2.2	Befestigung und Verankerung	251	8.6	Qualitätssicherung	291
7.6.2.3	Einwirkungen und Bemessung	253	8.6.1	Allgemeines	291
7.7	Weitere Entwicklungen für Betonfassaden	253	8.6.2	Werkseigene Produktionskontrolle (WPK)	291
7.7.1	Textilbeton	253	8.6.3	Fremdüberwachung	292
7.7.2	Fotobeton	253	8.6.4	Zertifizierung und Kennzeichnung	292
7.7.3	Lichtdurchlässiger Beton	254	9	Literatur	293

III Ressourceneffizientes Bauen mit Betonfertigteilen

Material – Struktur – Herstellung	305		
Benjamin Kromoser			
1 Einleitung	307	3.3.5	Entwicklungsstufe 5
		3.3.6	Detailuntersuchungen zum Einfluss von Vorspannung des CFK-Stabs ...
2 Material: Ökologische Eigenschaften von bewehrten Betonbauteilen	310	4 Herstellung: (Automatisierte) Produktion von Betonfertigteilen	338
2.1 Allgemeines zur Lebenszyklus-analyse	310	4.1 Produktivität am Bausektor	339
2.2 Beton	312	4.2 Herstellungsmethoden von Betonfertigteilen	339
2.2.1 Allgemeines	312	4.2.1 Massenfertigung von Betonfertigteilen	340
2.2.2 Einfluss der Zementart- und Menge	312	4.2.2 Herstellung von individuellen Betonfertigteilen und Kleinserien	340
2.2.3 Einfluss der Betonzusammensetzung bei Normalbeton und UHPC	317	4.2.3 Stationäre Verfahren mit fester Einzelschalung	341
2.2.4 CO ₂ -Wiederaufnahme während der Nutzungsphase und des Rückbaus	319	4.2.4 Fließfertigung oder Umlauffertigung	341
2.3 Bewehrung	319	4.2.5 Extrusionsverfahren	342
2.3.1 Bewehrungsstahl	320	4.2.6 Additive Fertigungsverfahren	343
2.3.2 Nichtmetallische Bewehrung	321	4.3 Herstellungsort von Betonfertigteilen	347
3 Struktur und Fügung: Optimierungsstrategien für Betonfertigteile	326	5 Vision	347
3.1 Optimierung der Struktur	326	5.1 Automatisierte Planung / Optimierung von Betonfertigteilen ..	347
3.1.1 Optimierung der äußeren Struktur (Topologie- und Formoptimierung) ..	326	5.2 Automatisierte Herstellung von ressourceneffizienten Betonfertigteilen	347
3.1.2 Optimierung der inneren Struktur ..	329	5.3 Die ressourceneffizienten Gebäude von morgen	349
3.2 Fügung von Betonfertigteilen	330	6 Literatur	350
3.3 Studie zur Interaktion Material – Struktur – Herstellung, aktuelle Ergebnisse und zukünftige Entwicklungen	331		
3.3.1 Entwicklungsstufe 1	331		
3.3.2 Entwicklungsstufe 2	334		
3.3.3 Entwicklungsstufe 3	335		
3.3.4 Entwicklungsstufe 4	336		

IV Holz-Beton-Verbund

Klaus Holschemacher, Hubertus Kieslich			
1 Einleitung	359	4.3.3 Formschluss	368
		4.3.4 Geklebte Verbindungen	368
2 Baurechtliche Einordnung der Holz-Beton-Verbundbauweise	359	5 Wirkungsweise	368
2.1 Deutschland	359	5.1 Tragverhalten	368
2.2 Österreich	361	5.2 Modellbildung	369
2.3 Schweiz	362	5.2.1 Geschlossene Lösung mittels Differenzialgleichung	369
3 Geschichtliche Entwicklung der Bauweise	362	5.2.2 Lineare analytische Näherungsverfahren	372
		5.2.3 Finite-Elemente-Modelle	373
4 Systematik	363	5.2.4 Nichtlineare analytische Näherungsverfahren	374
4.1 Ansatz der Gliederung	363	6 Funktionale Anforderungen und rechnerische Nachweisführung	375
4.2 Monolithische Tragschicht	364	6.1 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	375
4.3 Verbindungsmittel	365		
4.3.1 Ermittlung der mechanischen Kennwerte der Verbindung	365		
4.3.2 Mechanische Verbindungsmittel	366		

6.1.1	Vorbemerkungen	375	8.1.1	Vorbemerkungen	388
6.1.2	Spannungsnachweise	378	8.1.2	Sanierungsaufgaben als wirtschaftlicher Spezialfall	388
6.1.3	Tragfähigkeitsnachweis der Verbindungsmittel	378	8.1.3	Definition der zu vergleichenden Deckensysteme.	388
6.2	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG) . . .	379	8.1.4	Kostenstruktur der Deckensysteme . .	389
6.2.1	Nachweis des Verformungsverhaltens	379	8.2	Ökologische Bewertung der verschiedenen Deckensysteme im Vergleich	390
6.2.2	Nachweis des Schwingungsverhaltens	379	8.2.1	Vorbemerkungen	390
6.3	Nachweis der Feuerwiderstandsdauer.	380	8.2.2	Diskussion der ökologischen Bewertungskriterien.	390
6.4	Bauakustische Anforderungen	381	8.2.3	Darstellung der Umweltindikatoren für die Deckensysteme	390
7	Besondere Anforderungen an HBV-Decken, konstruktive Hinweise .	382	9	Anwendungsbeispiele	393
7.1	Einwirkungen infolge unterschiedlichen Schwindverhaltens . . .	382	9.1	Vorbemerkungen	393
7.2	Quertragwirkung	383	9.2	Sanierung von Holzbalkendecken . .	393
7.3	Feuchteschutz des Holzes	385	9.3	Neubau von Geschossdecken	395
7.4	Bauseitige Betonage des Obergurts . .	387	9.4	Brückenbau	398
7.5	Negative Momentenbeanspruchung. .	387	10	Zusammenfassung und Ausblick . . .	401
8	Wirtschaftliche und ökologische Bewertung der Technologie	388	11	Literatur	402
8.1	Die Wirtschaftlichkeit von Stahlbeton-, HBV- und Holzbalkendecken im Vergleich.	388	Anhang: Berechnung einer HBV-Decke		
V	Elementbauweise mit Gitterträgern	421			
Johannes Furche, Ulrich Bauermeister					
1	Einführung.	423	3.1.5.2	Kragarme	463
2	System	424	3.1.5.3	Stößen von Gitterträgergurten	463
2.1	Systementwicklung und Grundlagen	424	3.1.5.4	Sonderkonstruktionen	465
2.2	Gitterträger	428	3.2	Endzustand	469
2.2.1	Entwicklung von Gitterträgern	428	3.2.1	Grundlagen der Bemessung	469
2.2.2	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen und allgemeine Bauartgenehmigungen	430	3.2.1.1	Monolithische Tragwirkung.	469
2.2.3	Materialeigenschaften der Gitterträger	433	3.2.1.2	Drillsteifigkeit von Elementdecken . .	469
2.2.3.1	Zulassung und Norm	433	3.2.1.3	Bemessung mit der Finite-Elemente-Methode (FEM)	473
2.2.3.2	Gitterträger nach DIN 488		3.2.1.4	Gebrauchszustand von Elementdecken	475
2.2.3.3	Betonstahl	433	3.2.1.5	Normenregelungen zur Bemessung und Konstruktion	478
	Gitterträger nach Zulassung/Bauartgenehmigung	438	3.2.2	Biegebemessung	479
3	Elementdecken	441	3.2.2.1	Querschnittsbemessung	479
3.1	Montagezustand	441	3.2.2.2	Bemessungsverfahren und Momentenumlagerung	479
3.1.1	Grundlagen.	441	3.2.3	Querkraftbemessung	482
3.1.2	Bemessung	445	3.2.3.1	Grundlagen und Modelle.	482
3.1.3	Verstärkte Gitterträger	453	3.2.3.2	Schubkraftübertragung in Verbundfugen.	483
3.1.4	Bemessungsbeispiel	459	3.2.3.3	Querkraftnachweis.	491
3.1.5	Besondere Aspekte der Anwendung . .	462	3.2.3.4	Bemessungsbeispiele und Bemessungshilfen	494
3.1.5.1	Biegetragverhalten bei gezogenem Gitterträgerobergurt	462	3.2.4	Konstruktion	507
			3.2.4.1	Verbundbewehrung	507

3.2.4.2	Querkraftbewehrung	507	4.3.5	Stahlbetonrippendecken	558
3.2.4.3	Plattendicken und Randbewehrung ..	508	4.3.6	Plattenbalkendecken	558
3.2.4.4	Auflager	509	4.3.7	Bemessungshilfen	559
3.2.4.5	Bewehrungsstöße	513			
3.2.5	Durchstanzen	517	5	Elementwände	573
3.2.5.1	Bemessungskonzept	517	5.1	System	573
3.2.5.2	Durchstanzen von Elementdecken . .	519	5.2	Montagezustand	574
3.2.5.3	Filigran®-Durchstanzbewehrung		5.3	Endzustand	580
	FDB	520	5.3.1	Bemessungsgrundlagen	580
3.2.6	Nicht vorwiegend ruhende		5.3.2	Gelenkig gelagerte Wände	581
	Einwirkung	531	5.3.3	Biegesteife Anschlüsse	584
3.2.6.1	Grundlagen	531	5.3.4	Nicht vorwiegend ruhende	
3.2.6.2	Elementdecken bei Linienlagerung ..	532		Einwirkung	584
3.2.6.3	Durchstanzen bei Ermüdungs-		5.3.5	Konstruktion	586
	beanspruchung	542	5.4	Wasserundurchlässige	
3.2.7	Elementdecken mit integrierten			Betonbauwerke	588
	Leitungen	547	5.4.1	Elementwandlängen und	
3.2.7.1	Stahlbetonplatten ohne Schub-			Bewehrung	588
	bewehrung	547	5.4.2	Elementwände nach WU-Richtlinie. .	590
3.2.7.2	Gitterträger als örtliche		5.4.3	Ausführung als WU-Konstruktion. . .	593
	Querkraftzulage	549	5.5	Kerngedämmte Elementwände	595
			5.5.1	System und Gitterträger	595
4	Balken-, Rippen- und		5.5.2	Konstruktion und Bemessung	597
	Plattenbalkendecken	551	5.5.3	Wärmedämmung und Wärme-	
4.1	System	551		durchlasswiderstände	598
4.2	Montagezustand	552			
4.3	Endzustand	553	6	Sonderkonstruktionen	599
4.3.1	Grundlagen	553			
4.3.2	Bewehrung und Konstruktion	554	7	Zusammenfassung	599
4.3.3	Zulagebewehrung	556			
4.3.4	Balkendecken	558	8	Literatur	599

Stichwortverzeichnis	XXI
---------------------------------------	------------

Inhaltsverzeichnis

2

VI	Integralbrücken – Tragverhalten und Anregungen zur Bemessung einschließlich Integralisierung von Bestandsbrücken	607
	Nguyen Viet Tue, Regina Della Pietra, Michael Mayer	
1	Einleitung	609
1.1	Vorbemerkungen	609
1.2	Unterscheidung zwischen den Brückentypen	610
1.2.1	Konventionelle Brücke	610
1.2.2	Integralbrücke	610
1.2.3	Semi-Integralbrücke	611
1.3	Zusammenarbeit zwischen Tragwerksplaner und Geotechniker	611
1.4	Stand der Technik bei der Planung von Integralbrücken	612
1.4.1	Berücksichtigung des mobilisierten Erddrucks	612
1.4.2	Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen	614
1.4.3	Konstruktive Ausbildung im Übergangsbereich Bauwerk/Straße	614
2	Hinweise für den Entwurf von Integralbrücken	614
2.1	Allgemeines Verhalten der Integralbrücke	614
2.2	Allgemeine Hinweise	616
2.3	Querschnitt	617
2.4	System und Schlankheit	617
2.5	Schiefe im Grundriss	618
2.6	Krümmung im Grundriss und Aufriss	618
2.7	Steifigkeit des Überbaus und des Baugrundes	618
2.8	Konstruktive Ausbildung im Übergangsbereich Bauwerk/Straße	618
2.9	Bedeutung der Hinterfüllung	619
2.10	Besonderheiten bei der Anwendung von Vorspannung	619
3	Lastansätze bei Integralbrücken	619
3.1	Allgemeines	619
3.2	Temperatureinwirkungen	620
3.2.1	Konstanter Temperaturanteil ΔT_N im Überbau	620
3.2.2	Konstanter und linear veränderlicher Temperaturunterschied zwischen verschiedenen Bauteilen	620
3.2.3	Veränderlicher Temperaturanteil $\Delta T_{M,heat}$ bzw. $\Delta T_{M,cool}$ im Überbau	621
3.2.4	Überlagerungen von konstanten und veränderlichen Temperaturanteilen	621
3.3	Erddruck und Setzungen	622
3.3.1	Tragwerksverkürzung (Winterfall)	622
3.3.2	Tragwerksausdehnung (Sommerfall)	622
3.3.3	Setzungen	624
3.4	Kriechen und Schwinden	625
3.5	Verkehrslastmodelle	625
3.6	Lastfallkombinationen	625
3.6.1	Überlagerung von Temperatur und Erddruck	625
3.6.2	Überlagerung von frühem und spätem Zwang	626
4	Zwangbeanspruchungen	626
4.1	Einflussgrößen	626
4.2	Einfluss der Nachgiebigkeit des Bodens	627
4.3	Variation der horizontalen Baugrundsteifigkeit	628
4.4	Verhältnis der Steifigkeit von Überbau/Widerlagerwand	628
4.5	Einfluss der Höhe der Widerlagerwand	629
4.6	Schiefe im Grundriss	629
4.7	Abbau der Zwangskraft infolge der Rissbildung	633
4.8	Abbau der Zwangskraft durch Kriechen	634
4.9	Abbau der Zwangskraft infolge plastischer Verformung	635
5	Modellierung zur Ermittlung der Schnittgrößen	638
5.1	Allgemeines	638
5.2	Modellierung mit Faltwerken bzw. kombinierten Stab-/Faltwerkmodellen	638
5.3	Berücksichtigung von Bauphasen	639
5.4	Berücksichtigung der Bodensteifigkeit	641
5.4.1	Flachgründungen	641
5.4.2	Tiefgründungen	642

6	Bemessung und konstruktive Ausbildung	643	8	Integralisierung bestehender Bauwerke	662
6.1	Allgemeines	643	8.1	Allgemeines	662
6.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	643	8.2	Vereinfachungen bei der Modellierung	663
6.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit und Ermüdung	645	8.3	Zwangschnittgrößen und Schnittgrößenumlagerung	663
6.3.1	Allgemeines	645	8.4	Materialeigenschaften	664
6.3.2	Stabwerkmodelle im Rahmen der Bemessung	646	8.5	Bemessung der Rahmenecke	664
6.4	Ermüdung	651	8.5.1	Nachweise für das schließende Moment	664
6.5	Oberflächenbewehrung	651	8.5.2	Nachweise für das öffnende Moment	665
6.6	Mindestbewehrung	652	8.6	Sonstige notwendige Nachweise	666
6.7	Dauerhaftigkeit	653	8.6.1	Nachweise für den Widerlagerfuß	666
7	Übergangskonstruktion und Entwässerung	653	8.6.2	Nachweise für die Feldmitte	666
7.1	Allgemeines	653	8.7	Konstruktive Durchbildung	667
7.2	Ausgewählte Lösungsvorschläge für lange Integralbrücken	656	8.7.1	Allgemeine Empfehlungen	667
7.2.1	Ziehharmonikaplatte	656	8.7.2	Rahmenecke ohne Vorsatzschale	667
7.2.2	„Roadway joint device“	656	8.7.3	Rahmenecke mit Vorsatzschale	667
7.2.3	Gummibetonplatte	657	8.7.4	Semi-integrale Lösung	669
7.2.4	UHPFRC-Platte	659	9	Literatur	669
VII	Integrale Betonbauwerke – Hochbau	673			
	Josef Taferner, Lukas Gasser, Hannes Fischnaller, Konrad Bergmeister, Manfred Keuser				
1	Einführung	675	5.2	Analytische Modellierung des Steifigkeitsverhaltens eines Plattenstreifens	729
1.1	Stand der Technik und wissenschaftliche Grundlagen	675	5.2.1	Verhalten eines Plattenstreifens aus Stahlbeton	729
1.2	Begriffsdefinitionen	675	5.2.2	Analytische Berechnung der Steifigkeit in Zustand II	731
1.3	Vor- und Nachteile fugenloser Bauten	677	5.2.3	Näherungen	734
2	Zwangeinwirkungen und Bewertung von Zwangsauswirkungen	679	5.3	Numerische Untersuchungen des Verhaltens eines Plattenstreifens	737
2.1	Zwangerzeugende Einwirkungen	679	5.4	Tragwerk und Boden	739
2.2	Auswirkungen der Zwangbeanspruchungen	686	6	Bemessung und konstruktive Durchbildung	748
2.2.1	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	686	6.1	Ingenieurmäßige Bestimmung der Zwangeinwirkung	748
2.2.2	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	688	6.1.1	Einachsrig gespannte Platten	748
2.2.2.1	Begrenzung der Rissbreiten	688	6.1.2	Zweiachsrig gespannte Platten	758
2.2.2.2	Begrenzung der Verformungen	694	6.2	Nachweise im GZT	759
3	Einflüsse auf zentrische Zwangbeanspruchungen	697	6.2.1	Biegetragfähigkeit unter Last und Zwang	759
4	Tragwerkskonzepte	712	6.2.2	Verlust der Querkrafttragfähigkeit	759
4.1	Bewegungs- und Dehnfugen	712	6.3	Nachweise im GZG	760
4.2	Sonderfälle	718	6.3.1	Begrenzung der Rissbreite	760
5	Modellierung für die statische Berechnung	725	6.3.2	Begrenzung der Verformung	760
5.1	Numerische nichtlineare Berechnung	725	6.3.3	Begrenzung der Spannungen im SLS	761
			6.4	Öffnungen und Aussparungen	761

6.5	Trag- und Verformungsfähigkeit von Stützen bei großen Zwangverschiebungen der Decken	763	7	Fugenlose Fassaden	777
6.5.1	Ausgangssituation	763	7.1	Erweiterungsbau der Landesberufsschule für Gastgewerbe Savoy, Meran (I)	777
6.5.2	Einfluss der Lastgeschichte	765	7.2	Neubau Forschungszentrum und Fachschule, Laimburg Pfatten (I)	779
6.5.3	Parameteruntersuchung	767	8	Entwurfs- und Konstruktionsempfehlungen	784
6.5.4	Einfluss der zyklischen Zwangbeanspruchung	770	9	Literatur	791
6.5.5	Überlegungen zur Stützenbemessung	772			
6.6	Horizontaler Zwang in Wänden	773			

VIII Bemessen mit Stahlfaserbeton 797

Katharina Look, Vincent Oettel, Peter Heck, Martin Empelmann, Peter Mark

1	Einleitung	799	4.3	Torsion	837
1.1	Stahlfasern in der Bemessung	800	4.3.1	Aufnehmbares Torsionsmoment	838
1.2	Entwicklung von Vorschriften	801	4.3.2	Mindesttorsionsbewehrung	840
2	Tragverhalten und Zugfestigkeiten	802	4.3.3	Verifikation	840
2.1	Mechanisches Tragverhalten	802	4.3.3.1	Kriterien zur Auswertung der Datenbank	841
2.1.1	Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung	803	4.3.3.2	Ergebnisse der Auswertung	841
2.1.2	Stahlfaserbeton unter Zug-/Biegezugbeanspruchung	804	4.3.3.3	Fazit	842
2.1.3	Einflussfaktoren	804	5	Rissbreitenbeschränkung	842
2.2	Ermittlung von Zugfestigkeiten	807	5.1	Nachweisverfahren	844
2.2.1	Einstufungstest	808	5.1.1	Rechenwert der Rissbreite	844
2.2.2	Statistische Versuchsauswertung	809	5.1.2	Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite	845
2.2.3	Ableitung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus der Last-Verformungs-Beziehung	813	5.2	Verifikation	845
2.2.4	Umrechnung der Biegezugfestigkeiten in zentrische Zugfestigkeiten	814	5.2.1	Datenbank „Rissdaten-Stahlfaserbeton“	845
2.2.5	Rechnerische Berücksichtigung der Faserorientierung	816	5.2.2	Annahmen für die weitergehende Aufbereitung der Datensätze	846
2.2.6	Ableitung von Bemessungswerten	816	5.2.3	Größe und Parameterbereich der verwendeten Datensätze	846
2.3	Modell zum Zugtragverhalten	822	5.2.4	Auswertungen zur Prognosegenauigkeit des Nachweismodells	847
3	Typische Rezepturen für Stahlfaserbetone	825	5.2.5	Fazit	849
3.1	Allgemeines	825	6	Faserwirkung bei Ermüdungsbeanspruchung	849
3.2	Inhalte der Datenbank	825	6.1	Charakterisierung zyklischer Beanspruchungen	850
3.3	Auswertung	827	6.2	Mechanische Wirkung von Stahlfasern	852
4	Tragfähigkeitsbemessung	828	6.3	Bemessungsansatz und Verifikation	854
4.1	Biegung mit Längskraft	829	7	Verhalten bei Brand	857
4.2	Querkraft	831	8	Bemessungsprogramm	858
4.2.1	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	834	8.1	Grundkonzept der Gleichgewichtssiteration	858
4.2.2	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	834	8.2	Lösungsschemata	859
4.2.3	Mindestquerkraftbewehrung	834	8.3	Einstellung der Fasertragwirkung	860
4.2.4	Verifikation	835	9	Schlussfolgerungen und Ausblick	863
4.2.4.1	Kriterien zur Auswertung der Datenbank	836	10	Literatur	864
4.2.4.2	Ergebnisse der Auswertung	836			
4.2.4.3	Fazit	837			

IX	Fertigteile und die integralen Bauwerke – Fertigteilbau mit Stahl-UHFB (UHPC).....	875
	Eugen Brühwiler	
1	Einleitung.....	877
1.1	Ausgangslage, Terminologie und Abgrenzung.....	877
1.2	Kurzer geschichtlicher Rückblick ...	877
1.3	Regelwerke.....	878
2	Baustoffeigenschaften von UHFB und Stahl-UHFB	879
2.1	Definitionen	879
2.2	UHFB.....	879
2.2.1	Dauerhaftigkeit	879
2.2.2	Frisch-UHFB-Eigenschaften	880
2.2.3	Verhalten und Festigkeit unter Zugbeanspruchung.....	880
2.2.4	Verhalten und Festigkeit unter Druckbeanspruchung	881
2.2.5	Verformungswerte	881
2.2.6	Ermüdung	881
2.2.7	Schwinden und Kriechen	882
2.2.8	Feuerwiderstand.....	882
2.2.9	Abrasion.....	882
2.2.10	Rückbau und Rezyklierung	882
2.3	Eigenschaften von Stahl-UHFB.....	883
2.3.1	Verhalten und Festigkeit unter Zugbeanspruchung.....	883
2.3.2	Tragverhalten im Gebrauchszustand ..	883
2.3.3	Ermüdung	884
2.4	Weiterentwicklung des Baustoffs UHFB.....	884
3	Grundsätze des Entwurfs von Tragwerken aus Stahl-UHFB.....	885
3.1	Entwurfsziel: hochleistungsfähig, leicht, multifunktional	885
3.2	Grundsätze.....	885
4	Bemessung von Bauteilen und Tragwerken aus Stahl-UHFB.....	886
4.1	Allgemeines	886
4.2	Grenzzustand der Tragsicherheit: Bruchnachweis.....	887
4.2.1	Bemessungswert des Trag- widerstands von Bauteilen aus UHFB und Stahl-UHFB.....	887
4.2.1.1	Sicherheitsformat	887
4.2.1.2	Charakteristischer Wert der Baustoffeigenschaft	887
4.2.1.3	Umrechnungsfaktoren	888
4.2.1.4	Widerstandsbeiwert	889
4.2.2	Widerstandsmodelle.....	890
4.2.2.1	Biegetragwiderstand	890
4.2.2.2	Querkrafttragwiderstand	890
4.2.2.3	Druckglieder wie Stützen.....	891
4.2.3	Ermittlung des Bemessungswerts anhand von Versuchen	891
4.3	Grenzzustand der Gebrauchs- tauglichkeit.....	891
4.4	Grenzzustand der Tragsicherheit: Ermüdungsnachweis	892
4.4.1	Vorgehen	892
4.4.2	Bauteile aus Stahl-UHFB.....	892
4.4.3	Bauteilzonen aus UHFB	892
5	Konstruktive Durchbildung und Ausführung von Bauteilen aus Stahl-UHFB	893
5.1	Konstruktive Durchbildung	893
5.2	Ausführung	893
5.2.1	Herstellung von UHFB	893
5.2.2	Einbau und Nachbehandlung von UHFB.....	893
5.2.3	Eigenschaften der UHFB Oberfläche	894
5.2.4	Arbeitssicherheit	894
5.3	Qualitätssicherung	894
6	Anwendungen.....	894
6.1	Anforderungen und Ziele.....	894
6.2	Zwei Fußgängerbrücken.....	895
6.2.1	Einleitung.....	895
6.2.2	Fußgängerbrücke Martinet.....	895
6.2.3	Fußgängerbrücke Bouveret	896
6.3	Bahnbrücke mit kurzer Spannweite ..	898
6.3.1	Entwurf und Bemessung	898
6.3.2	Bauausführung und Monitoring.....	899
6.4	Verbundbrücke in alpinem Gelände..	900
6.5	Projekt für den Bau einer Straßenbrücke.....	901
6.6	Projekt für den Bau eines Bahnviadukts	902
7	Folgerungen und Ausblick	903
8	Literatur	903

X	Infraleichtbeton (ILC)	907		
	Mike Schlaich, Alex Hückler, Claudia Lösch			
1	Einleitung	909	6.1.2	Bewehrung.....
1.1	Motivation und Überblick.....	909	6.1.3	Duktilität und Versagens-
1.2	Geschichte.....	909		ankündigung.....
1.3	Stand der Forschung.....	910	6.2	Bemessung im Grenzzustand der
				Tragfähigkeit.....
2	Grundlagen zur Herstellung	911	6.2.1	Bemessungswert der Beton-
2.1	Unterteilung von Leichtbeton.....	911		druckfestigkeit.....
2.2	Klassifizierung.....	912	6.2.2	Druckbeanspruchung.....
2.3	Ausgangsstoffe.....	912	6.2.3	Biegebeanspruchung.....
2.4	Herstellung.....	914	6.2.4	Querkraft und Torsion.....
2.5	Zusammensetzung, Frisch- und		6.3	Bemessung im Grenzzustand der
	Festbetoneigenschaften.....	914		Gebrauchstauglichkeit.....
2.6	Schalung, Einbau, Nachbehandlung	916	6.3.1	Begrenzung der Spannungen.....
2.7	Hydrophobierung.....	917	6.3.2	Begrenzung der Verformung.....
			6.3.3	Begrenzung der Rissbreiten und
				Mindestbewehrung.....
3	Bauphysikalische Eigenschaften	917		
3.1	Wärmeleitfähigkeit/		7	Konstruktive Durchbildung
	Wärmedurchgangskoeffizient.....	917	7.1	Wände.....
3.2	Spezifische Wärmespeicherkapazität.	918	7.2	Deckenanschlüsse.....
3.3	Wasseraufnahme und		7.3	Balkone.....
	Wassereindringtiefe.....	918	7.4	Fenster.....
3.4	Wasserdampfdiffusion.....	919	7.5	Fußpunkt.....
3.5	Frost-Tau-Widerstand.....	919	7.6	Attika.....
3.6	Schallschutz.....	921		
3.7	Brandschutz.....	922	8	Ausgewählte ILC-Bauten
4	Nachhaltigkeit	922	8.1	Wohnhaus in Berlin-Pankow.....
			8.2	Small House I.....
5	Mechanische Eigenschaften	925	8.3	Wohnhaus in Aiterbach.....
5.1	Tragverhalten.....	925	8.4	Jugendfreizeiteinrichtung
5.2	Langzeitverhalten.....	926		„Betonoase“ in Berlin-Lichtenberg ..
5.2.1	Kriechen.....	927	8.5	ILC Garage.....
5.2.2	Verbundkriechen.....	927	8.6	Ruppiner Landhaus.....
5.2.3	Dauerstandbeiwert.....	928	8.7	Supermarkt.....
5.2.4	Schwinden.....	928	8.8	Atelier Albert Oehlen.....
5.3	Verbundverhalten.....	928		
5.4	Riss- und Verformungsverhalten bei		9	Danksagung
	Zugbeanspruchung.....	930		
6	Bemessung	932	10	Haftungsausschluss
6.1	Allgemeines.....	932		
6.1.1	Dauerhaftigkeit.....	932	11	Literatur
XI	Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben	953		
	Jürgen Feix, Johannes Lechner, Matthias Spiegl, Rupert Walkner			
1	Einleitung	955	2.1.2	Rechnerische Defizite bei
				Bestandstragwerken.....
2	Defizite bei Bestandsbauwerken und		2.1.3	Entwicklung des Querkraft-
	Schadensfälle	955		nachweises.....
2.1	Tragsicherheitsdefizite bei		2.1.4	Entwicklung des Nachweises gegen
	Bestandsbauwerken.....	955		Durchstanzen.....
2.1.1	Entwicklung der Bemessungslasten		2.1.5	Defizite infolge des Ausfalls von
	im Brückenbau.....	955		Teilen der Biegezugbewehrung.....
			2.2	Schadensfälle.....

3	Anforderungen an ein Verstärkungssystem	961	6.5.3.3	Maximale Achsabstände der Verstärkungselemente	977
4	Wirkungsweise von Betonschrauben	962	6.5.3.4	Minimaler Achsabstand der Verstärkungselemente	977
4.1	Tragwirkung der Betonschraubanker	962	6.5.3.5	Minimaler Randabstand der Verstärkungselemente	978
4.1.1	Verbundankerschrauben	963	6.5.4	Berechnung der erforderlichen Verstärkung	978
4.1.2	Verbundversuche mit Verbundankerschrauben	963	7	Durchstanzverstärkung	979
4.2	Einbau der Betonschrauben	964	7.1	Prinzip der Verstärkung	979
4.3	Verbundankerschrauben als Verstärkungselement	965	7.2	Wissenschaftliche Untersuchungen	980
5	Nachträgliche Biegeverstärkung in Verbindung mit Verbundankerschrauben	966	7.2.1	Probekörper	980
5.1	Prinzip der Verstärkung mit externer Bewehrung	966	7.2.2	Versuchsprogramm	981
5.2	Untersuchungen zur nachträglichen Biegeverstärkung	967	7.2.3	V Versuchsergebnisse	983
6	Querkraftverstärkung	967	7.2.4	Versagensform	985
6.1	Prinzip der Verstärkung	967	7.2.5	Schraubendehnungen	985
6.2	Wissenschaftliche Untersuchungen	968	7.3	Nachweis-konzept	987
6.2.1	Versuchskörper und Versuchsaufbau	968	7.3.1	Durchstanzwiderstand mit Betonschrauben	987
6.2.2	V Versuchsergebnisse	968	7.3.2	Bewertung der Zuverlässigkeit des Bemessungsansatzes	987
6.2.3	Versagensform	969	7.3.3	Beispielrechnung	989
6.2.4	Versuche mit zyklischer Belastung	970	8	Pilotprojekte	994
6.3	Zulassungsversuche	971	8.1	Querkraftverstärkung einer Eisenbahnbrücke	994
6.3.1	Versuche an Balken	971	8.2	Querkraftverstärkung einer 4-feldrigen Plattenbrücke	994
6.3.2	Versuche an Plattenstreifen	972	8.3	Durchstanzverstärkung einer Plattenbrücke	995
6.4	Nachweis-konzept	973	8.4	Biege- und Querkraftverstärkung einer Eisenbahnbrücke	996
6.5	Beispielberechnung	975	8.5	Ertüchtigung des Blocks 34 des Altstadrtunnels in München.	997
6.5.1	Vorhandenes System und Materialkennwerte	975	9	Zur ökologischen und ökonomischen Bewertung von Verstärkungsmaßnahmen	1000
6.5.2	Identifikation der zu verstärkenden Bereiche	975	10	Zusammenfassung	1002
6.5.3	Wahl der Verstärkungselemente und konstruktive Regelungen	976	11	Literatur	1003
6.5.3.1	Wahl des Verstärkungselements und der Einbaugeometrie	976			
6.5.3.2	Tragfähigkeit der Druckstrebe	977			

XII Geklebte Verstärkung mit CFK-Lamellen und Stahllaschen 1007

Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh

1	Einleitung	1009	2.3.2	Teil 1: Bemessung und Konstruktion	1010
1.1	Zu diesem Beitrag	1009	2.3.3	Teil 2: Produkte und Systeme	1010
1.2	Verstärkungen mit geklebter Bewehrung	1009	2.3.4	Teil 3: Ausführung	1011
2	DAfStb-Richtlinie	1010	2.3.5	Teil 4: Planung	1011
2.1	Entstehung und aktuelle Situation	1010	2.4	Sicherheitskonzept	1011
2.2	Zukünftige europäische Regelung	1010	2.5	Anwendungsgebiet	1012
2.3	Aufbau und Inhalt der Richtlinie	1010	2.5.1	Zu verstärkendes Bauteil	1012
2.3.1	Allgemeines	1010	2.5.2	Verstärkungssysteme	1012
			2.5.3	Umgebungsbedingungen	1013

2.5.4	Brandschutz	1013	4.6	Genauere Nachweise	1044
2.6	Bezug zu anderen Regelwerken	1013	4.6.1	Ermittlung des Rissabstands	1044
2.7	Dokumentation und Hilfe für die Praxis	1014	4.6.2	Vereinfachter Nachweis am Zwischenrisselement	1044
3	Bemessung von Verstärkungen mit aufgeklebten CFK-Lamellen	1014	4.6.2.1	Allgemeines	1044
3.1	Grundlagen	1014	4.6.2.2	Aufnehmbare Lamellenkraftänderung am Zwischenrisselement	1045
3.2	Nachweis der Biegetragfähigkeit	1017	4.6.2.3	Nachweis jedes Zwischenrisselements	1045
3.3	Verbundnachweis	1018	4.6.2.4	Nachweis an den Stellen der größten Kraftänderung (Fließelement)	1046
3.3.1	Grundlage	1018	4.6.3	Genauer Nachweis am Zwischenrisselement	1048
3.3.2	Hinweise zur Bestimmung der Lamellenkraft	1019	4.6.4	Endverankerungsnachweis	1053
3.3.3	Vereinfachtes Verfahren	1020	4.6.5	Überprüfung der Biegetragfähigkeit	1055
3.3.4	Genaueres Verfahren	1021	4.7	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	1055
3.3.4.1	Allgemeines	1021	4.8	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	1056
3.3.4.2	Ermittlung des Rissabstands	1023	4.9	Konstruktive Durchbildung	1056
3.3.4.3	Genauer Nachweis am Zwischenrisselement	1024	5	Bemessung von Verstärkungen mit in Schlitz verklebten CFK-Lamellen	1057
3.3.4.4	Vereinfachter Nachweis am Zwischenrisselement	1027	5.1	Grundlagen	1057
3.3.5	Endverankerungsnachweis	1027	5.2	Nachweis der Biegetragfähigkeit	1058
3.3.5.1	Allgemeines	1027	5.3	Verbundnachweis	1058
3.3.5.2	Endverankerungsnachweis an dem, dem Momentennullpunkt nächstgelegenen Biegeriss	1027	5.4	Querkraftnachweise	1060
3.3.5.3	Verankerungsnachweis an einem beliebigen Zwischenrisselement	1029	5.5	Ermüdungsnachweis	1061
3.3.5.4	Endverankerungsnachweis mit Bügelumschließung	1030	5.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	1061
3.4	Querkraftnachweise	1031	5.7	Konstruktionsregeln	1061
3.4.1	Querkrafttragfähigkeit	1031	6	Beispiel 2: Verstärkung eines Balkens mit in Schlitz verklebten CFK-Lamellen	1062
3.4.2	Querkraftverstärkung	1031	6.1	Vorbemerkung	1062
3.4.3	Endverbügelung zur Vermeidung eines Versatzbruchs	1034	6.2	System	1062
3.5	Ermüdungsnachweis	1035	6.2.1	Allgemeines	1062
3.6	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	1035	6.2.2	Geometrie	1062
3.7	Konstruktionsregeln	1036	6.2.3	Belastung	1062
3.7.1	Lamellenabstände	1036	6.2.4	Baustoffe	1063
3.7.2	Verbügelung	1036	6.3	Schnittgrößen	1064
3.7.3	Ausbildung der Stahlaschenbügel	1036	6.4	Ermittlung der Vordehnung	1064
4	Beispiel 1: Verstärkung einer Platte mit aufgeklebten CFK-Lamellen	1038	6.5	Nachweis der Biegetragfähigkeit	1065
4.1	Vorbemerkung	1038	6.6	Verbundnachweis	1066
4.2	System	1038	6.6.1	Nachweisepunkt	1066
4.2.1	Allgemeines	1038	6.6.2	Einwirkende Lamellenkraft	1067
4.2.2	Geometrie	1039	6.6.3	Verbundwiderstand	1067
4.2.3	Belastung	1039	6.6.4	Verbundnachweis	1068
4.2.4	Baustoffe	1039	6.7	Querkraftnachweise	1068
4.3	Schnittgrößen	1040	6.7.1	Querkrafttragfähigkeit	1068
4.4	Ermittlung der Vordehnung	1041	6.7.2	Querkraftverstärkung	1069
4.4.1	Allgemeines	1041	6.7.3	Verbügelung	1070
4.4.2	Ermittlung über das Parabel-Rechteck-Diagramm	1041	6.7.4	Nachweis gegen Versatzbruchbildung	1070
4.4.3	Ermittlung über die Spannung-Dehnungs-Linie für den Gebrauchszustand	1041	6.8	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit	1071
4.5	Vereinfachter Nachweis	1042	6.9	Konstruktive Durchbildung	1071

7	Bemessung von Stützen- verstärkungen durch Umschnürung mit CF-Gelegen	1073	8.2	Schnittgrößen	1093
7.1	Grundlagen.	1073	8.3	Ermittlung der allgemeinen Querschnittswerte	1093
7.2	Bemessungsrelevante Eigenschaften der CF-Gelege	1075	8.4	Randbedingungen	1094
7.3	Querschnittstragfähigkeit	1077	8.5	Nachweis der Stützentragfähigkeit	1094
7.4	Bauteiltragfähigkeit	1080	8.5.1	Kriechen des umschnürten Betons	1094
7.5	Kriechen	1083	8.5.2	Eigenschaften des Geleges	1095
7.6	Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit	1084	8.5.3	Querdrukverteilung	1095
7.7	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	1088	8.5.4	Mehraxialer Spannungszustand des Betons	1095
8	Beispiel 3: Stützenverstärkung	1091	8.5.5	Berechnung der Bauteiltrag- fähigkeit	1096
8.1	System	1091	8.6	Grenzzustand der Gebrauchs- tauglichkeit	1099
8.1.1	Allgemeines	1091	9	Zusammenfassung und Ausblick	1100
8.1.2	Belastung	1091	10	Literatur	1100
8.1.3	Baustoffe	1092			

XIII Normen und Regelwerke 1107

Frank Fingerloos

1	Einleitung	1109	3.3.1	Allgemeines	1144
2	Listen und Verzeichnisse	1109	3.3.2	Vergussbeton	1144
2.1	Technische Baubestimmungen für den Beton- und Stahlbetonbau	1109	3.3.2.1	Anforderungen an Frischbetoneigenschaften	1144
2.2	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): Richtlinien und Hefte	1134	3.3.2.2	Anforderungen an Festbetoneigenschaften	1145
2.3	Deutscher Beton- und Bautechnik- Verein E. V. (DBV): Merkblätter, Sachstandberichte und Hefte	1137	3.3.3	Vergussmörtel	1145
2.4	Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV): Richtlinien, Merkblätter und Sachstandberichte	1139	3.3.3.1	Anforderungen an Frischmörtel Eigenschaften	1145
3	DAfStb-Richtlinie Herstellung und Verwendung von zement- gebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel: 2019-07	1142	3.3.3.2	Anforderungen an Festmörtel Eigenschaften	1145
Inhalt.		1142	4	Konformitätskontrolle und Konformitätskriterien	1146
Vorbemerkung		1142	4.1	Konformitätskontrolle für die Druckfestigkeit	1146
Änderungen gegenüber der Ausgabe „November 2011“		1142	4.2	Konformitätskriterien für andere Eigenschaften als die Festigkeit	1146
1	Anwendungsbereich	1142	5	Herstellung und Produktionskontrolle im Herstellwerk	1146
2	Begriffe, Symbole und Abkürzungen	1143	5.1	Aufzeichnungen	1146
2.1	Begriffe	1143	5.1.1	Mischanweisung im Herstellwerk	1146
2.2	Symbole und Abkürzungen	1143	5.1.2	Sortenverzeichnis/ Produktspezifikation	1146
3	Anforderungen	1143	5.1.3	Aufgezeichnete Daten und andere Unterlagen aus der Produktions- kontrolle	1147
3.1	Anforderungen an das Herstellwerk	1143	5.2	Zusammensetzung und Erstprüfung	1148
3.2	Anforderungen an die Ausgangsstoffe	1143	5.3	Herstellen des Vergussmörtels/ Vergussbetons (Trockengemisch)	1148
3.3	Anforderungen an Vergussbeton und Vergussmörtel	1144	5.4	Überwachung im Herstellwerk	1148
			5.4.1	Allgemeines	1148
			5.4.2	Werkseigene Produktionskontrolle	1148
			5.4.3	Zertifizierung und Regel- überwachung	1149

6	Liefen und Lagern	1149	1.2.2	Weitere normative Verweisungen	1165
7	Informationen vom Hersteller für den Verwender	1149	1.3	Annahmen	1165
8	Lieferschein	1149	1.4	Unterscheidungen zwischen Prinzipien und Anwendungsregeln	1165
9	Verarbeiten und Überwachung auf der Baustelle	1149	1.5	Begriffe	1165
	Normen und Richtlinien	1151	1.5.1	Allgemeines	1165
	Anhang A (normativ): Umfang der Prüfungen an den Ausgangsstoffen, an den technischen Einrichtungen und anderer Angaben im Herstellwerk sowie auf der Baustelle	1152	1.5.2	Besondere Begriffe und Definitionen in dieser Norm	1165
	Anhang B (normativ): Prüfungen an Vergussbeton	1156	1.6	Formelzeichen	1166
	B.1 Herstellung von Vergussbeton	1156	2	Grundlagen der Tragwerksplanung	1171
	B.2 Verarbeitbarkeit von Vergussbeton	1156	2.1	Anforderungen	1171
	B.2.1 Konsistenz des Frischbetons	1156	2.1.1	Grundlegende Anforderungen	1171
	B.2.2 Verarbeitbarkeitszeit (Ansteifen)	1156	2.1.2	Behandlung der Zuverlässigkeit	1171
	B.2.3 Entmischen	1156	2.1.3	Nutzungsdauer, Dauerhaftigkeit und Qualitätssicherung	1172
	B.3 Quellen	1156	2.2	Grundsätzliches zur Bemessung mit Grenzzuständen	1172
	B.4 Sedimentationsstabilität (Prüfung am Festbeton)	1156	2.3	Basisvariablen	1172
	B.5 Druckfestigkeit	1156	2.3.1	Einwirkungen und Umgebungs- einflüsse	1172
	B.6 Schwinden	1156	2.3.1.1	Allgemeines	1172
	Anhang C (normativ): Prüfungen an Vergussmörtel	1157	2.3.1.2	Temperaturauswirkungen	1172
	C.1 Herstellung von Vergussmörtel	1157	2.3.1.3	Setzungs-/Bewegungs- unterschiede	1172
	C.2 Verarbeitbarkeit von Vergussmörtel	1157	2.3.1.4	Vorspannung	1172
	C.2.1 Konsistenz des Frischmörtels (Endfließmaß)	1157	2.3.2	Eigenschaften von Baustoffen, Bauprodukten und Bauteilen	1172
	C.2.2 Konsistenz des Frischmörtels (Ausbreitmaß)	1157	2.3.2.1	Allgemeines	1172
	C.2.3 Verarbeitbarkeitszeit (Ansteifen)	1157	2.3.2.2	Kriechen und Schwinden	1172
	C.2.4 Entmischen	1157	2.3.3	Verformungseigenschaften des Betons	1172
	C.3 Quellen	1157	2.3.4	Geometrische Angaben	1172
	C.4 Sedimentationsstabilität (Prüfung am Festmörtel)	1158	2.4	Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten	1172
	C.5 Druckfestigkeit	1158	2.4.1	Allgemeines	1172
	C.6 Schwinden	1159	2.4.2	Bemessungswerte	1172
	Literatur	1159	2.4.2.1	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Schwinden	1172
	Anhang D (normativ): Anforderungen bei der Prüfung von Vergussbeton und Vergussmörtel in der Erstprüfung und der werkseigenen Produktionskontrolle	1159	2.4.2.2	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen aus Vorspannung	1172
4	DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung: 2012-03	1164	2.4.2.3	Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen beim Nachweis gegen Ermüdung	1172
	Vorwort	1164	2.4.2.4	Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe	1172
	Teil 1: Bemessung und Konstruktion	1164	2.4.2.5	Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffe bei Gründungen	1172
	Inhaltsverzeichnis	1164	2.4.3	Kombinationsregeln für Einwirkungen	1172
1	Allgemeines	1165	2.4.4	Nachweis der Lagesicherheit	1172
1.1	Anwendungsbereich	1165	2.5	Versuchsgestützte Bemessung	1172
1.1.1	Anwendungsbereich des Eurocode 2	1165	2.6	Zusätzliche Anforderungen an Gründungen	1172
1.1.2	Anwendungsbereich des Eurocode 2 Teil 1-1	1165	2.7	Anforderungen an Befestigungs- mittel	1172
1.2	Normative Verweisungen	1165	NA.2.8	Bautechnische Unterlagen	1173
1.2.1	Allgemeine normative Verweisungen	1165	3	Baustoffe	1173
			3.1	Beton	1173
			3.1.1	Allgemeines	1173
			3.1.2	Festigkeiten	1173

3.1.3	Elastische Verformungseigenschaften	1173	5.1.3	Lastfälle und Einwirkungskombinationen	1177
3.1.4	Kriechen und Schwinden	1173	5.1.4	Auswirkungen von Bauteilverformungen (Theorie II. Ordnung).	1177
3.1.5	Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsberechnungen	1173	5.2	Imperfektionen	1177
3.1.6	Bemessungswert der Betondruck- und Betonzugfestigkeit	1173	5.3	Idealisierungen und Vereinfachungen.	1177
3.1.7	Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung.	1174	5.3.1	Tragwerksmodelle für statische Berechnungen	1177
3.1.8	Biegezugfestigkeit.	1174	5.3.2	Geometrische Angaben	1177
3.1.9	Beton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	1174	5.4	Linear-elastische Berechnung	1177
3.2	Betonstahl	1174	5.5	Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung	1177
3.2.1	Allgemeines	1174	5.6	Verfahren nach der Plastizitätstheorie.	1177
3.2.2	Eigenschaften	1174	5.6.1	Allgemeines	1177
3.2.3	Festigkeiten	1174	5.6.2	Balken, Rahmen und Platten	1177
3.2.4	Duktilitätsmerkmale	1174	5.6.3	Vereinfachter Nachweis der plastischen Rotation	1177
3.2.5	Schweißen	1174	5.6.4	Stabwerkmodelle	1177
3.2.6	Ermüdung	1174	5.7	Nichtlineare Verfahren	1177
3.2.7	Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung.	1174	5.8	Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung.	1177
3.3	Spannstahl	1174	5.8.1	Begriffe	1177
3.3.1	Allgemeines	1174	5.8.2	Allgemeines	1178
3.3.2	Eigenschaften	1174	5.8.3	Vereinfachte Nachweise für Bauteile unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung.	1178
3.3.3	Festigkeiten	1174	5.8.4	Kriechen	1178
3.3.4	Duktilitätseigenschaften	1174	5.8.5	Berechnungsverfahren	1178
3.3.5	Ermüdung	1174	5.8.6	Allgemeines Verfahren	1178
3.3.6	Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung.	1175	5.8.7	Verfahren mit Nennsteifigkeiten	1178
3.3.7	Spannstähle in Hüllrohren	1175	5.8.8	Verfahren mit Nennkrümmung	1178
3.4	Komponenten von Spannsystemen	1175	5.8.9	Druckglieder mit zweiachsiger Lastausmitte	1178
3.4.1	Verankerungen und Spanngliedkopplungen	1175	5.9	Seitliches Ausweichen schlanker Träger	1178
3.4.2	Externe Spannglieder ohne Verbund.	1175	5.10	Spannbetontragwerke	1178
RV 3.5	Baustoffe für eine Verstärkung mit geklebter Bewehrung	1175	5.10.1	Allgemeines	1178
RV 3.6	Zu verstärkendes Bauteil	1175	5.10.2	Vorspannkraft während des Spannvorgangs.	1178
RV 3.7	Aufgeklebte CFK-Lamellen.	1175	5.10.3	Vorspannkraft nach dem Spannvorgang	1178
RV 3.8	In Schlitze verklebte CFK-Lamellen	1175	5.10.4	Sofortige Spannkraftverluste bei sofortigem Verbund.	1178
RV 3.9	Stahlaschen	1175	5.10.5	Sofortige Spannkraftverluste bei nachträglichem Verbund.	1178
RV 3.10	Aufgeklebte CF-Gelege	1176	5.10.6	Zeitabhängige Spannkraftverluste bei sofortigem und nachträglichem Verbund.	1178
4	Dauerhaftigkeit und Betondeckung.	1176	5.10.7	Berücksichtigung der Vorspannung in der Berechnung	1178
4.1	Allgemeines	1176	5.10.8	Grenzzustand der Tragfähigkeit	1178
4.2	Umgebungsbedingungen	1176	5.10.9	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Ermüdung.	1178
4.3	Anforderungen an die Dauerhaftigkeit	1176	5.11	Berechnung für ausgewählte Tragwerke	1178
4.4	Nachweisverfahren.	1176	RV 5.12	Querzugnachweis am Lamellenende	1178
4.4.1	Betondeckung.	1176			
4.4.1.1	Allgemeines	1176			
4.4.1.2	Mindestbetondeckung $c_{\min}$	1176			
4.4.1.3	Vorhaltemaß	1176			
5	Ermittlung der Schnittgrößen	1176			
5.1	Allgemeines	1176			
5.1.1	Grundlagen	1176			
5.1.2	Besondere Anforderungen an Gründungen	1177			

6	Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT)	1179	7.3.4	Berechnung der Rissbreite	1206
6.1	Biegung mit oder ohne Normalkraft und Normalkraft allein.	1179	7.4	Begrenzung der Verformungen	1207
6.2	Querkraft	1197	7.4.1	Allgemeines	1207
6.2.1	Nachweisverfahren	1197	7.4.2	Nachweis der Begrenzung der Verformungen ohne direkte Berechnung	1207
6.2.2	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung	1197	7.4.3	Nachweis der Begrenzung der Verformungen mit direkter Berechnung	1208
6.2.3	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung	1197	8	Allgemeine Bewehrungsregeln	1208
6.2.4	Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten	1198	8.1	Allgemeines	1208
6.2.5	Schubkraftübertragung in Fugen	1198	8.2	Stababstände von Betonstählen	1208
6.3	Torsion	1201	8.3	Biegen von Betonstählen	1209
6.3.1	Allgemeines	1201	8.4	Verankerung der Längsbewehrung	1209
6.3.2	Nachweisverfahren	1201	8.4.1	Allgemeines	1209
6.3.3	Wölbkrafttorsion	1201	8.4.2	Bemessungswert der Verbundfestigkeit	1209
6.4	Durchstanzen	1201	8.4.3	Grundwert der Verankerungslänge	1209
6.4.1	Allgemeines	1201	8.4.4	Bemessungswert der Verankerungslänge	1209
6.4.2	Lasteinleitung und Nachweis-schnitte	1201	8.5	Verankerung von Bügeln und Querkraftbewehrung	1210
6.4.3	Nachweisverfahren	1201	8.6	Verankerung mittels angeschweißter Stäbe	1210
6.4.4	Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente ohne Durchstanzbewehrung	1201	8.7	Stöße und mechanische Verbindungen	1210
6.4.5	Durchstanzwiderstand für Platten oder Fundamente mit Durchstanzbewehrung	1201	8.7.1	Allgemeines	1210
6.5	Stabwerkmodelle	1201	8.7.2	Stöße	1210
6.5.1	Allgemeines	1201	8.7.3	Übergreifungslänge	1210
6.5.2	Bemessung der Druckstreben	1201	8.7.4	Querbewehrung im Bereich der Übergreifungsstöße	1210
6.5.3	Bemessung der Zugstreben	1201	8.7.5	Stöße von Betonstahlmatten aus Rippenstahl	1210
6.5.4	Bemessung der Knoten	1201	8.8	Zusätzliche Regeln bei großen Stabdurchmessern	1211
6.6	Verankerung der Längsbewehrung und Stöße	1201	8.9	Stabbündel	1211
6.7	Teilflächenbelastung	1201	8.9.1	Allgemeines	1211
6.8	Nachweis gegen Ermüdung	1201	8.9.2	Verankerung von Stabbündeln	1211
6.8.1	Allgemeines	1201	8.9.3	Gestoßene Stabbündel	1211
6.8.2	Innere Kräfte und Spannungen beim Nachweis gegen Ermüdung	1202	8.10	Spannglieder	1211
6.8.3	Einwirkungskombinationen	1202	8.10.1	Anordnung von Spanngliedern und Hüllrohren	1211
6.8.4	Nachweisverfahren für Betonstahl und Spannstahl	1202	8.10.2	Verankerung von Spanngliedern im sofortigen Verbund	1211
6.8.5	Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten	1202	8.10.3	Verankerungsbereiche bei Spanngliedern im nachträglichen oder ohne Verbund	1211
6.8.6	Vereinfachte Nachweise	1202	8.10.4	Verankerungen und Spanngliedkopplungen für Spannglieder	1211
6.8.7	Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Druck oder Querkraftbeanspruchung	1202	8.10.5	Umlenkstellen	1211
7	Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	1204	9	Konstruktionsregeln	1211
7.1	Allgemeines	1204	9.1	Allgemeines	1211
7.2	Begrenzung der Spannungen	1204	9.2	Balken	1211
7.3	Begrenzung der Rissbreiten	1205	9.2.1	Längsbewehrung	1211
7.3.1	Allgemeines	1205	9.2.1.1	Mindestbewehrung und Höchstbewehrung	1211
7.3.2	Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreite	1206	9.2.1.2	Weitere Konstruktionsregeln	1211
7.3.3	Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung	1206	9.2.1.3	Zugkraftdeckung	1211

9.2.1.4	Verankerung der unteren Bewehrung an Endauflagern	1211	Anhang E – Indikative Mindestfestigkeitsklassen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit	1216
9.2.1.5	Verankerung der unteren Bewehrung an Zwischenaufslagern	1211	Anhang F – Gleichungen für Zugbewehrung für den ebenen Spannungszustand	1216
9.2.2	Querkraftbewehrung	1211	Anhang G – Boden-Bauwerk-Interaktion	1216
9.2.3	Torsionsbewehrung	1211	Anhang H – Nachweise am Gesamtragwerk nach Theorie II. Ordnung	1216
9.2.4	Oberflächenbewehrung	1211	Anhang I – Ermittlung der Schnittgrößen bei Flachdecken und Wandscheiben	1216
9.2.5	Indirekte Auflager	1212	Anhang J – Konstruktionsregeln für ausgewählte Beispiele	1216
9.3	Vollplatten	1213	Anhang RV K – Empfohlene Systembeiwerte (informativ)	1216
9.3.1	Biegebewehrung	1213	RV K.1 Verbundwerte für aufgeklebte Bewehrung	1216
9.3.1.1	Allgemeines	1213	RV K.2 Systembeiwerte für Stützen	1216
9.3.1.2	Bewehrung von Platten in Auflagernähe	1214	Anhang RV L – Ermittlung von Querschnittswerten (informativ)	1217
9.3.1.3	Eckbewehrung	1214	RV L.1 Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	1217
9.3.1.4	Randbewehrung an freien Rändern von Platten	1214	RV L.2 Im Grenzzustand der Tragfähigkeit	1218
9.3.2	Querkraftbewehrung	1214	RV L.3 Näherungsverfahren für den Grenzzustand der Tragfähigkeit	1219
9.4	Flachdecken	1214	Teil 2: Produkte und Systeme für das Verstärken	1219
9.4.1	Flachdecken im Bereich von Innenstützen	1214	Inhaltsverzeichnis	1219
9.4.2	Flachdecken im Bereich von Randstützen	1214	1 Anwendungsbereich	1219
9.4.3	Durchstanzbewehrung	1214	2 Normative Verweisungen	1219
9.5	Stützen	1214	3 Verstärkungssystem	1220
9.5.1	Allgemeines	1214	3.1 Allgemeines	1220
9.5.2	Längsbewehrung	1214	3.2 Klebstoff	1220
9.5.3	Querbewehrung	1214	3.3 CFK-Lamellen	1220
9.6	Wände	1214	3.4 CF-Gelege	1220
9.6.1	Allgemeines	1214	3.5 Produkte für Ausgleichsschichten	1221
9.6.2	Vertikale Bewehrung	1214	3.6 Primer für den Korrosionsschutz	1221
9.6.3	Horizontale Bewehrung	1215	3.7 Stahlprofile und Befestigungssysteme	1222
9.6.4	Querbewehrung	1215	Teil 3: Ausführung	1222
9.7	Wandartige Träger	1215	Inhaltsverzeichnis	1222
9.8	Gründungen	1215	1 Anwendungsbereich	1222
9.8.1	Pfahlkopfplatten	1215	2 Normative Verweisungen	1222
9.8.2	Einzel- und Streifenfundamente	1215	3 Anforderungen an das ausführende Unternehmen	1223
9.8.3	Zerrbalken	1215	3.1 Allgemeines	1223
9.8.4	Einzelfundament auf Fels	1215	3.2 Personal	1223
9.8.5	Bohrpfähle	1215	3.2.1 Bauleiter	1223
9.9	Bereiche mit geometrischen Diskontinuitäten oder konzentrierten Einwirkungen (D-Bereiche)	1215	3.2.2 Baustellenfachpersonal	1223
9.10	Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Ereignissen	1215	3.3 Geräteausstattung	1225
9.10.1	Allgemeines	1215	3.4 Nachunternehmer	1225
9.10.2	Ausbildung von Zugankern	1215	4 Ausführung der Bauteilverstärkungen	1225
9.10.3	Durchlaufwirkung und Verankerung von Zugankern	1215	4.1 Allgemeines	1225
10	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen	1215	4.2 Anforderungen an das Verstärkungssystem	1225
11	Zusätzliche Regeln für Bauteile und Tragwerke aus Leichtbeton	1215	4.3 Witterungs- und Umgebungsbedingungen	1225
12	Tragwerke aus unbewehrtem oder gering bewehrtem Beton	1215	4.4 Untergrundvorbereitung	1226
Anhang A	– Modifikation von Teilsicherheitsbeiwerten für Baustoffe	1215	4.4.1 Verklebung von CFK-Lamellen und Stahllaschen auf die Bauteiloberfläche	1226
Anhang B	– Kriechen und Schwinden	1215	4.4.2 Verklebung von CF-Gelegen	1226
Anhang C	– Eigenschaften des Betonstahls	1215		
Anhang D	– Genauere Methode zur Berechnung von Spannkraftverlusten aus Relaxation	1215		

4.4.3	Verklebung in Schlitze in die Betonrandzone	1226	5.6	Korrosionsschutzarbeiten	1238
4.5	Reprofilierarbeiten	1227	Anhang A – Ständige Baustoffprüfstelle (normativ) 1238		
4.6	Vorbereitung der Faserverbundwerkstoffe und Stahlflaschen für die Verklebung	1228	Anhang B – Prüfverfahren in der Ausführung (normativ) 1238		
4.6.1	CFK-Lamellen	1228	Anhang C – Überwachung der Arbeiten durch eine anerkannte Überwachungsstelle (normativ) . . 1239		
4.6.2	Stahlflaschen	1228	Anhang D – Eignungsnachweise für Unternehmen zum Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (normativ) 1239		
4.6.3	CF-Gelege	1228	D.1	Allgemeines	1239
4.7	Anmischen des Klebstoffs	1228	D.2	Formale Voraussetzungen an den Betrieb und das Fachpersonal	1240
4.8	Klebearbeiten	1228	D.3	Eignungsversuche	1240
4.8.1	Allgemeine Festlegungen	1228	D.3.1	Allgemeine Anforderungen	1240
4.8.2	Oberflächige Verklebung der CFK-Lamellen und Stahlflaschen	1229	D.3.2	Verstärken mit CFK-Lamellen und Stahlflaschen durch Aufkleben auf die Bauteiloberfläche	1240
4.8.3	Oberflächige Verklebung der CF-Gelege	1229	D.3.3	Verstärken mit CFK-Lamellen, Stahlflaschen durch Aufkleben auf die Bauteiloberfläche sowie mit in Schlitze geklebter CFK-Lamellen	1241
4.8.4	In Schlitze verklebte CFK-Lamellen	1229	D.3.4	Verstärken durch Auflaminieren von CF-Gelegen auf die Bauteiloberfläche für Umwicklungen	1241
4.9	Belastung der Konstruktion	1229	D.3.5	Verstärken durch Auflaminieren von CF-Gelegen auf die Bauteiloberfläche für die Biegezugverstärkung	1242
4.10	Bauteilexpositionen während der Ausführung	1230	D.4	Zertifizierung des Fachbetriebs	1242
4.11	Grenzabmaße	1230	Teil 4: Ergänzende Regelungen zur Planung von Verstärkungsmaßnahmen 1243		
5	Überwachung der Ausführung (Eigenüberwachung des ausführenden Unternehmens)	1230	Inhaltsverzeichnis 1243		
5.1	Allgemeine Anforderungen	1230	1 Anwendungsbereich 1243		
5.2	Kontrolle der Untergrundvorbereitung	1231	2 Normative Verweisungen 1243		
5.2.1	Kontrolle der Betondruckfestigkeit	1231	3 Anforderungen an das zu verstärkende Bauteil 1243		
5.2.2	Kontrolle der Oberflächenzugfestigkeit des Untergrundes	1231	3.1	Spezielle Regelungen für aufgeklebte Stahlflaschen, CFK-Lamellen und CF-Gelege	1243
5.2.3	Kontrolle der Betondeckung vor Schneidearbeiten bei in Schlitze eingeklebter Bewehrung	1231	3.2	Spezielle Regelungen für in Schlitze verklebte CFK-Lamellen	1243
5.3	Kontrolle der Reprofilierarbeiten	1231	4 Grundsätze 1243		
5.3.1	Kontrolle der Verbundfestigkeit der Reprofilierschicht am Untergrund	1231	4.1	Allgemein	1243
5.3.2	Kontrolle der Druckfestigkeit des Reprofiliermaterials	1236	Anhang A – Ermittlung des Erwartungswerts des Mittelwerts 1244		
5.4	Kontrolle der Klebearbeiten	1236			
5.4.1	Erhärtungsprüfung des Klebstoffs am Bauteil gegebenenfalls mit Ausgleichsschichten	1236			
5.4.2	Mechanische Eigenschaften des Klebstoffs und des Primers	1237			
5.4.3	Verbund des Klebstoffs auf vorbehandeltem Stahl	1237			
5.5	Kontrollen nach der Ausführung	1237			
			5	Literatur	1245

Stichwortverzeichnis 1247

1 Einleitung

In den letzten 120 Jahren hat sich die Weltbevölkerung um den Faktor 5 erhöht. Waren es im Jahr 1900 rund 1,56 Milliarden Menschen, die auf der Erde lebten, so sind es jetzt 7,77 Milliarden. Aktuell ist man nach wie vor mit einem weiteren starken Anstieg der Weltbevölkerung konfrontiert, der sich laut Prognosen der United Nations (UN) bis 2100 bis zu einer Gesamtbevölkerung von 10,90 Milliarden fortsetzen wird [1] (s. Bild 1). Wesentliche Zuwächse werden dabei in Subsahara-Afrika (aktuell 1,07 Milliarden Menschen; Prognose 3,78 Milliarden Menschen) sowie geringere Zuwächse in Nord- und Westafrika erwartet. In Europa, Nordamerika und Australien/Neuseeland wird ein gleichbleibendes Niveau prognostiziert. Verglichen dazu soll es in Zentral- und Südasien, Ost- und Südostasien und Lateinamerika zu einem Bevölkerungsrückgang kommen.

Während von 1900 bis ins Jahr 2000 der Rohstoffbedarf eine ähnliche Zuwachsrate wie die Weltbevölkerung aufwies, kann in den letzten Jahren ein vergleichsweise höherer Rohstoffbedarf pro Person und somit ein deutlich höherer Gesamtanstieg der abgebauten Rohstoffressourcen beobachtet werden (s. Bild 2) [2]. In einer Prognose sagt die Organisation for Economic Co-operation and Development (OECD) voraus, dass der Gesamtrohstoffbedarf bis 2060 um den Faktor 2,1 steigen wird [3], verglichen mit dem Anstieg der Weltbevölkerung um den Faktor 1,5 im selben Zeitraum. Schon jetzt ist die Weltbiokapazität, die im Wesentlichen festhält, welche

Menge an Rohstoffen langfristig entnommen werden kann, ohne nachhaltige Schäden anzurichten, um das 1,7-Fache überschritten [4]. Der größte Teil des ökologischen Gesamtfußabdrucks (60%) wird durch die CO₂-Emission, die durch das Verbrennen von fossilen Brennstoffen entsteht, verursacht.

Als mengenmäßig wichtigster Sektor in Hinblick auf den Rohstoffbedarf ist die Bauindustrie zu nennen (s. Bild 3). Im Jahr 2015 wurden allein in diesem Sektor 47,5 Gigatonnen Rohstoffe weltweit verbraucht. Ein wesentlicher Teil davon war mit 30 Gigatonnen pro Jahr (63%) dem Betonbau zuzuschreiben (Bild 4) [2]. Insgesamt betrug 2015 der Gesamtbetonbestand rund 418 Gigatonnen [2]. In [5] wird der Anteil am globalen CO₂-Ausstoß mit 8%, in [3] sogar mit 9% abgeschätzt. Es wird angenommen, dass dieser Wert bis 2060 auf 12% ansteigen wird. Momentan wird mit Abstand der größte Teil in China produziert (siehe Zementverbrauch in Bild 5 aus [6]), wobei davon ausgegangen wird, dass die Zuwachsraten dort in den nächsten Jahren im Vergleich zum Rest der Welt rückläufig sein werden [7]. Die Zuwächse werden sich dann hauptsächlich nach Afrika verschieben [1]. Neben einer hohen Umweltbelastung kann bereits eine zunehmende lokale Verknappung von für den Betonbau notwendigen Rohstoffen beobachtet werden. Als Beispiele können hier Sand [8, 9] und insbesondere Kies genannt werden [10].

Die Branche und insbesondere auch der Betonbau ist durch eine hohe Individualität durch einen vergleichsweise niedrigen Materialausnutzungsgrad

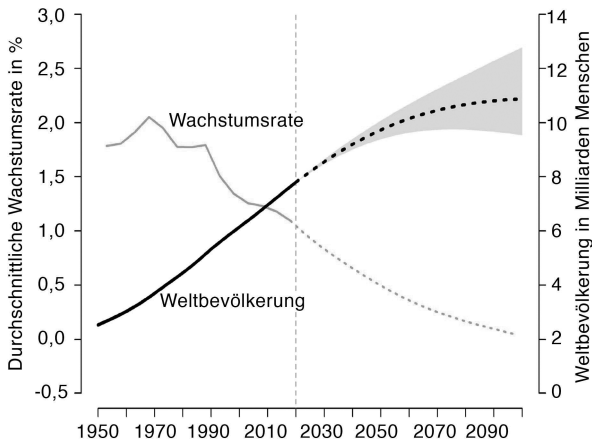


Bild 1. Prognose zur Entwicklung der Weltbevölkerung (aus [1])

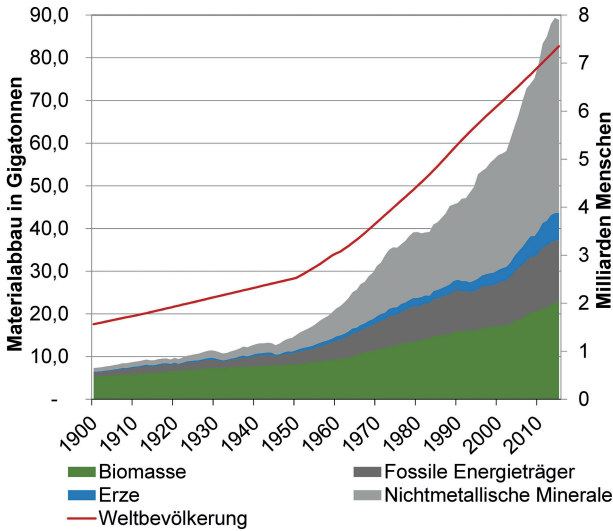


Bild 2. Rohstoffabbau und Entwicklung der Weltbevölkerung von 1900–2015 (Grafik aus [11], Daten aus [2])

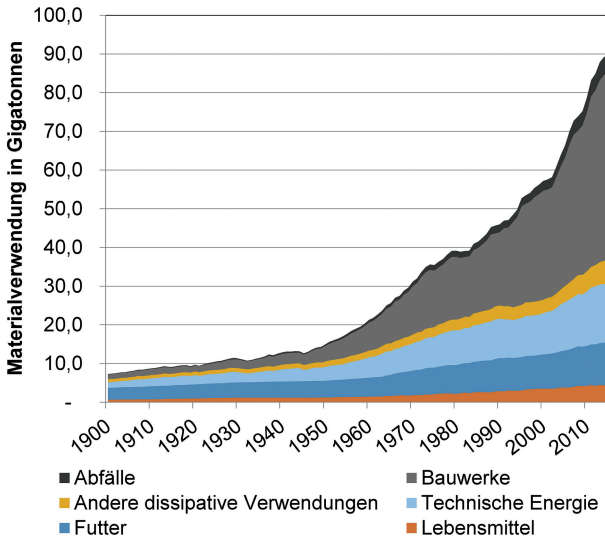


Bild 3. Entwicklung der aus der Lithosphäre extrahierten Rohstoffe

gekennzeichnet. Beton wird oft als Massenbaustoff verwendet, bei dem ein effizienter Materialeinsatz aufgrund des momentan niedrigen Rohstoffpreises zugunsten einer einfacheren Planung und Herstellung in den Hintergrund rückt. Die Zahlen in Hinblick auf den Rohstoffverbrauch und die Rohstoffverfügbarkeit verdeutlichen, dass diese Strategie langfristig in mehrerlei Hinsicht nicht zielführend

sein kann. Der enorme Einfluss und Bedarf bedeuten, dass die Steigerung der Effizienz im Bau- und insbesondere im Betonbausektor zu einem der wichtigsten Ziele für dieses Jahrhundert zu zählen ist. Es bedarf neuer Konzepte und Methoden entlang der gesamten Prozesskette von der Rohstoffherstellung über die Planung bis zur Bauteilherstellung und Assemblierung auf der Baustelle, die zu

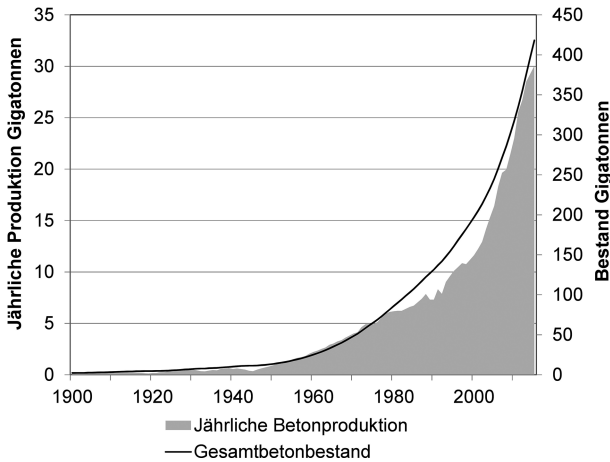


Bild 4. Jährliche Betonproduktion und Gesamtbetonbestand

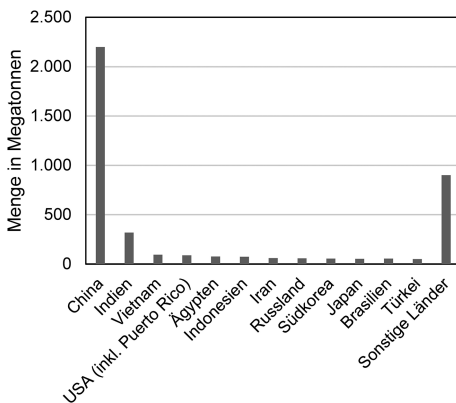


Bild 5. Jährliche Zementproduktion nach Ländern im Jahr 2019 [6]

einer deutlichen Steigerung der Effizienz führen. Lediglich eine Prozessoptimierung, wie sie aktuell großteils in den industrialisierten Staaten betrieben wird, ist dabei bei Weitem nicht ausreichend. Es besteht die dringende Notwendigkeit an gesamtheitlich gedachten Ansätzen.

Der Betonbau wird aktuell meist in die zwei Bereiche (1) Ortbeton und (2) Fertigteilbau gegliedert. Allgemein charakterisiert sich der Betonfertigteilbau durch die Produktion von Bauteilen in einem vorlaufenden Prozess in einer geschützten Umgebung beispielsweise in einem mobilen oder meist ortsfestem Betonfertigteilwerk. Dies ermöglicht in

einer grundsätzlichen Betrachtung eine höhere Fertigungsgenauigkeit sowie eine höhere Prozesssicherheit bei der Betonherstellung bzw. insbesondere bei der Verarbeitung. Ergänzend ist als Vorteil eine rasche Montage der Fertigteile auf der Baustelle zu nennen. Als nachteilig sind die durch den Transport beschränkten maximalen Dimensionen bzw. Bauteilabmessungen und auch das hohe Stückgewicht anzuführen.

Der moderne Betonfertigteilbau bewegt sich in einem Spannungsfeld zwischen Material, Struktur und Herstellung mit den wesentlichen Indikatoren ökologische Effizienz und ökonomische Effizienz. In der Praxis sind der Planungs- sowie auch der Herstellungsprozess geprägt durch ökonomische Anforderungen zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit. In der gelebten Praxis ist eine Steigerung der ökologischen Effizienz, wenn überhaupt, dann meist eine Begleiterscheinung einer Materialeinsparung zur Kostensenkung. Umgekehrt kann man in der Wissenschaft oftmals beobachten, dass bei der Erforschung von ressourceneffizienten Materialien bzw. auch Strukturen nicht ausreichend auf die effiziente Herstellbarkeit bzw. die mögliche Wirtschaftlichkeit (auch wenn diese weit in der Zukunft liegen kann) geachtet wird. Die Gesellschaft beruht seit jeher auf dem Tausch von Wertgegenständen bzw. auf Wert und Gegenwert. Seit dem 17. Jahrhundert ist das System durch einen freien Markt in Form des Kapitalismus gekennzeichnet. Die monetäre Bewertung ist wichtig und wird daher auch in der Zukunft einen äußerst wesentlichen Einfluss auf Güter haben. Im Gegensatz dazu steht in Anbetracht der einleitend genannten Entwicklungen zum Rohstoffverbrauch die Notwendigkeit, die Ressourcen effizienter einzusetzen. Die einzige zukunftsfähige

Herangehensweise ist daher die Entwicklung von Systemen und Methoden zur Herstellung von Bauteilen und Gebäuden, die eine ökologische und eine ökonomische Effizienz vereinen. Nur so ist es möglich, den Gesamtbedarf zu senken und dennoch eine breite Masse an Endnutzern zu erreichen (die grundlegende Notwendigkeit, um entsprechenden Einfluss auf die ökonomischen und ökologischen Gesamtbilanzen zu haben). Dies klingt nach einer gesellschaftlichen Grundanforderung, ist jedoch praktisch nur wenig abgebildet. Dazu kommt, dass neben ausgeprägten Methoden zur Bewertung der ökonomischen Leistungsfähigkeit (das Feedback kommt sofort vom Markt) allgemein nur wenig Wissen über eine fundierte Bewertung der ökologischen Leistungsfähigkeit vorhanden ist.

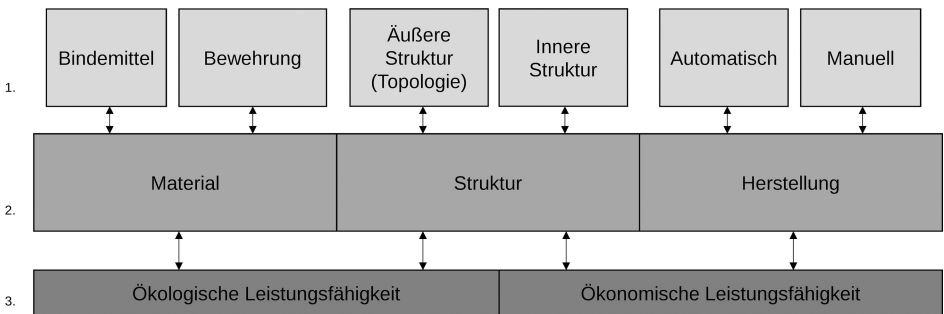
Im vorliegenden Beitrag wird das Spannungsfeld **Material – Struktur – Herstellung** von Betonfertigteilen behandelt. Wie bereits in [12] festgehalten, gibt es zwei übergeordnete Strategien für eine mögliche ökologische Optimierung von Betonbauteilen, (1) die Optimierung der eingesetzten Materialien (Mischungszusammensetzung und Bewehrung) und (2) die Optimierung der Struktur (äußere Struktur und innere Struktur). Die Herstellbarkeit bzw. der Aufwand für die Herstellung bildet dabei den dritten wesentlichen Einflussfaktor ab. Die Zusammenhänge sind in Bild 6 dargestellt. Im aktuellen Beitrag werden eingangs die notwendigen Grundlagen für die Ökobilanzierung und die ökologischen Kennwerte kurz erläutert. Diese werden dann für die im Betonfertigteilbau wichtigsten Materialien (Beton und Bewehrung) unter ausgewählten Randbedingungen vorgestellt und sollen dem Leser einerseits einen quantitativen Überblick über die ökologischen Auswirkungen der unterschiedlichen Materialien geben sowie andererseits auch validierte

Rechenwerte zur eigenen Abschätzung bereitstellen. Ferner werden im vorliegenden Beitrag die *Struktur* von Betonfertigteilen sowie mögliche Optimierungsansätze beleuchtet. Dabei werden die *äußere Struktur* (Topologie), die *innere Struktur* sowie auch die Fügung von Betonfertigteilen thematisiert und durch eigene Arbeiten ergänzt. Zudem werden mögliche Baumethoden mit Betonfertigteilen vorgestellt. Im dritten Teil des Beitrags wird der Herstellungsprozess von Betonfertigteilen behandelt. Dabei werden ausgewählte aktuelle Prozesse und Methoden in der Betonfertigteilindustrie als Grundlage zusammengefasst sowie Ansätze zur Steigerung der Effizienz, beispielsweise durch eine Erhöhung des Automatisierungsgrads (z. B. bestehende automatisierte Sonderanlage oder auch der Einsatz neuer Technologien wie 3-D-Druck), vorgestellt. Abschließend wird eine Vision für die ressourceneffizienten, automatisiert gefertigten Gebäude von morgen aus Beton und Holz präsentiert.

2 Material: Ökologische Eigenschaften von bewehrten Betonbauteilen

2.1 Allgemeines zur Lebenszyklusanalyse

Grundsätzlich behandelt eine Lebenszyklusanalyse, auch bekannt als Ökobilanz, die Umwelteinwirkungen von Produkten, Prozessen und Systemen während des gesamten Lebenszyklus. Es handelt sich um eine systematische und standardisierte Aufsummierung der stofflichen und energetischen Inputs sowie auch Outputs und eine anschließende gesamtheitliche Bewertung. Mit dem Fokus auf Bauwerke werden die Herstellung der Bauprodukte, der Bauprozess, die Nutzung, das Ende des Lebenswegs



1. Wesentliche Einflussgrößen
2. Grundlegende Eigenschaften bzw. Anforderungen
3. Leistungsfähigkeit von Bauteilen

Bild 6. Kategorisierung der wesentlichen Zusammenhänge bei der Betonfertigteilherstellung

(Rückbau) sowie in einer erweiterten Betrachtung etwaige Gutschriften oder Lasten für die Wiederverwendung, Rückgewinnung oder das Recycling (Gliederung nach [13] siehe Tabelle 1) berücksichtigt.

Noch nicht anwendungsbezogene standardisierte Rahmenwerke für die Ökobilanzierung von Produkten bilden beispielsweise die ISO14040:2006 [14] und die ISO 14044:2006 [15]. In der ISO 14040:2006 wird die Ökobilanz in (1) Definition von Ziel und Untersuchungsrahmen, (2) Sachbilanz, (3) Wirkungsabschätzung und (4) Auswertung gegliedert.

Fokussiert man sich auf Bauwerke, so regeln einerseits die EN 15804:2012 [16] die Bewertung auf Bauproduktebene und andererseits die EN 15978:2011 die grundlegenden Berechnungsrandbedingungen [13] auf Bauwerksebene (s. Bild 7). Dabei werden im Wesentlichen die Stoffstrom- und Energiebilanz über den gesamten Lebenszyklus betrachtet.

Die Grundlage für die Bilanzierung auf Bauproduktebene bilden Environmental Product Declarations (EPDs). Es handelt sich dabei um Datenblätter für Bauprodukte, die die wesentlichen Ergebnisse der zugrunde liegenden Ökobilanzierung zusammenfassen und interpretieren. In den EPDs wird der Lebenszyklus von der Wiege bis zur Bahre (Cradle to Grave) betrachtet (Tabelle 1: A1–C4). In der Praxis wird oftmals aufgrund fehlender Werte für die Nutzungsphase und teils auch für den Rückbau nur der Herstellungsprozess von der Wiege bis zum Werkort (Cradle to Gate) berücksichtigt (Tabelle 1: A1–A3). Die Rahmenbedingungen für EPDs sind in der ISO 14025 [17] und der bereits genannten EN 15804:2012 geregelt. Die Zusammenhänge der wesentlichen Normen sind in Bild 8 dargestellt.

Unabhängig von den aktuellen Regelungen gibt es eine Vielzahl von Ansätzen, wie die Umweltbelas-

tung durch Produkte und Bauwerke reduziert bzw. minimiert werden kann. Dies betrifft Ansätze wie beispielsweise das Cradle-to-Cradle-Konzept [18], bei dem als Ziel ein möglichst verlustfreier Kreislauf adressiert wird, oder auch das Zero-Emissions-Konzept [19], das auf eine Minimierung der direkten und indirekten Emissionen abzielt. Die unterschiedlichen Konzepte werden auch oftmals kontrovers diskutiert. Aus Sicht des Autors sollte das Ziel in jedem Fall eine möglichst geringe Belastung der Umwelt durch die Bauwerke über deren gesamten Lebenszyklus darstellen. Dafür sind einerseits die Entwicklung neuer Methoden, Prozesse und Systeme erforderlich sowie eine objektive Beurteilung der jeweiligen Umweltauswirkungen.

Bezogen auf den Betonfertigteilebau werden folgend die wichtigsten Materialien angeführt, diskutiert und entsprechende Rechenwerte für die ausgewählte Wirkungskategorie zur Verfügung gestellt. Es wird auf ausgewählte Kennwerte für die Umweltauswirkungen sowie den notwendigen Ressourceneinsatz fokussiert:

- das globale Erwärmungspotenzial / Global Warming Potential (GWP),
- das Abbaupotenzial der stratosphärischen Ozonschicht / Ozone Depletion Potential (ODP),
- das Versauerungspotenzial von Boden und Wasser / Acidification Potential of Soil and Water (AP),
- das Eutrophierungspotenzial / Eutrophication Potential (EP),
- die Verknappung von abiotischen Ressourcen – nichtfossilen Ressourcen / Abiotic Depletion Potential for Non Fossil Resources (ADPE),
- die Verknappung von abiotischen Ressourcen – fossilen Brennstoffen / Abiotic Depletion Potential for Fossil Resources (ADPF),
- die totale erneuerbare Primärenergie / Primary Energy Renewable Total (PERT),
- die totale nicht erneuerbare Primärenergie / Primary Energy Non-Renewable Total (PENRT).

Grundsätzlich wird vom Autor keine Gewichtung der jeweiligen Werte vorgenommen bzw. keine Priorisierung vorgeschlagen, da sich die Auswirkun-



Bild 7. Normengrundlage der Lebenszyklusbewertung für Gebäude und Produkte



Bild 8. Zusammenhang der wesentlichen Normengrundlagen für EPDs

3.3 Studie zur Interaktion Material – Struktur – Herstellung, aktuelle Ergebnisse und zukünftige Entwicklungen

Die Interaktion Material, Struktur (inkl. Fügung) und Herstellung wird nachfolgend anhand einer Studie an einem Träger mit Rechteckquerschnitt (Breite 30 mm und 60 mm, Höhe 200 mm, Länge ca. 2000 mm) vorgestellt. Diese setzt sich aus 5 Entwicklungsstufen (ES) zusammen, die im Rahmen von Forschungsarbeiten des Autors umfassend experimentell evaluiert wurden. Die Geometrie der Entwicklungsstufen 1–3 wurde in Zusammenarbeit mit *Werner Sobek* und *Oliver Gericke* von der Universität Stuttgart entwickelt. Als Erweiterung der Studie wird in Abschnitt 5.1 eine Strategie des Autors für eine automatisierte Planung/Optimierung und Herstellung von Betonfertigteilen, bezeichnet als Entwicklungsstufe 6, vorgestellt. Die untersuchten Trägerkonfigurationen sind in Bild 21 und die begleitend entwickelten Stahleinbauteile (Implantate) in Bild 22 dargestellt. Die Inhalte stellen Auszüge von laufenden, noch nicht abgeschlossenen Forschungsarbeiten dar. Ziel ist der Leserin / dem Leser Ideen zur Verfügung zu stellen, die bereits experimentell evaluiert wurden, wie der ressourceneffiziente Betonfertigteilbau von morgen gestaltet werden kann. Aufgrund der sehr umfangreichen Untersuchungen werden in diesem Beitrag lediglich ausgewählte Ergebnisse vorgestellt, um einen kompakten Überblick und ein Gefühl für die Einflussfaktoren zu geben. Die detaillierten Ergebnisse inklusive der jeweiligen Materialkennwerte sind in bereits publizierten Beiträgen [76, 124] sowie in einer im Zuge der Arbeiten entstandenen Abschlussarbeit zu finden [125]. Die wichtigsten Parameter der Studie sind:

- Material
 - konventioneller Beton ($f_{cm} \sim 35\text{--}40 \text{ N/mm}^2$)
 - hochfester Beton ($f_{cm} \sim 80\text{--}110 \text{ N/mm}^2$)
 - ultrahochfester Beton ($f_{cm} \sim 130\text{--}200 \text{ N/mm}^2$)
 - CFK-Bewehrung (Textil, Stab, Lamelle)
 - Stahl (S355)
 - Edelstahl
- Struktur
 - Optimierung der Form
 - Optimierung der Topologie
- Herstellung
 - konventionelle Herstellung (Schalen und Gießen)
 - 3-D-Druck mittels Industrieroboter und Extrusion
 - *Automatisiertes Schalen und Gießen (zukünftige Forschungsarbeit des Autors).*

3.3.1 Entwicklungsstufe 1

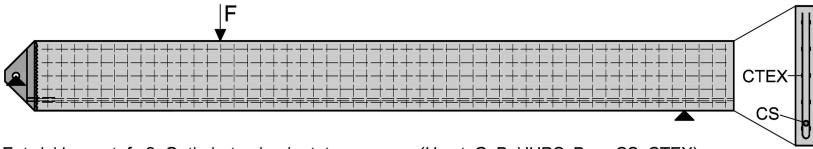
In Entwicklungsstufe 1 wurden einerseits der mögliche Einsatz von Hochleistungsmaterialien in Form von CFK-Bewehrung (vorgeformtes Textil (CTEX) mit einer Maschenweite von 38 mm und Carbonstab (CS) mit einem Durchmesser von 8 mm) und UHPC (ohne zusätzliche Stahlfasern) für die Herstellung von dünnwandigen Bauteilquerschnitten und andererseits die Idee der Verwendung eines Implantats zur trockenen Fügung von dünnwandigen Bauteilquerschnitten untersucht. Dabei wurden zwei Kerngebiete fokussiert (1) das Tragverhalten des dünnwandigen Querschnitts, (2) die Funktionalität des entwickelten Implantats. Teil der Untersuchungen des Tragverhaltens war insbesondere die Thematik des Verbunds zwischen CFK-Bewehrung und Beton und damit einhergehend das Spannungsfeld von hohen Verbundspannungen in dünnwandigen Querschnitten. Ein besonderes Interessensgebiet bei der Funktionalität des Implantats war die Verbindung zwischen dem CFK-Bewehrungsstab und dem Implantat selbst.

Der grundlegende Ansatz für die Implantatgeometrie und die drei untersuchten Implantat-Konfigurationen (Typ a–c) sind in Bild 22 dargestellt. Unterschieden wurde bei den drei Konfigurationen die Verbindung zwischen CFK-Stab und Implantat. Ziel war es, die Zugkräfte an der Trägerunterseite durch eine Verbindung zwischen CFK-Stab und Implantat gebündelt zu übertragen. Die Idee für die Übertragung der Druckkräfte war die Ausgestaltung einer Zahnleiste, wobei die Zähne normal zu den Hauptdruckspannungen ausgerichtet sind.

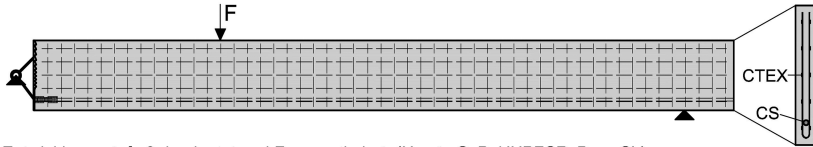
Die maximale Tragfähigkeit der untersuchten Träger wurde in Dreipunktbiegeversuchen ermittelt. Für die Dokumentation wurden bei allen Untersuchungen klassische Messmittel wie Wegaufnehmer und Kraftmessdosens verwendet. Ergänzend wurde für alle in weiterer Folge vorgestellten Versuche ein digitales Bildkorrelationssystem zur Aufnahme der Verzerrungen an der Trägersoberfläche installiert. Die Ergebnisse von drei ausgewählten Versuchen sind in Bild 23 dargestellt und die vollständigen Ergebnisse sind in [76] zu finden.

Die Versuche zeigten, dass derart dünnwandige Querschnitte (30 mm) mit dem gewählten Ansatz eines vorgeformten CFK-Textils und einer Hauptbewehrung in Form eines CFK-Stabs in Kombination mit UHPC realisierbar sind. In den höheren Lastbereichen konnten entlang des Stabs Verbundrisse beobachtet werden, die jedoch im Vergleich zu den Biege- und Querkraftrissen nur geringere Rissweiten aufwiesen. Zudem zeigte sich, dass die Idee des Implantats für diese Anwendung funktioniert. Der Lasteinleitungsbereich blieb bis zum Versagen rissfrei. Die besten Ergebnisse lieferte die Variante mit eingeklebtem Stab, wobei sich auch eine reine Übertragung durch Verbundkräfte, wenn auch mit

Entwicklungsstufe 1 (Herst.:G; B: UHPC; Bew. CS, CTEX)



Entwicklungsstufe 2: Optimiertes Implantat, gegossen (Herst. G; B: UHPC; Bew. CS, CTEX)



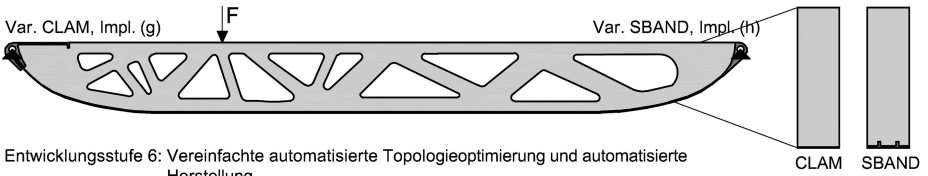
Entwicklungsstufe 3: Implantat und Form optimiert, (Herst.: G; B: UHPFCR; Bew. CL)



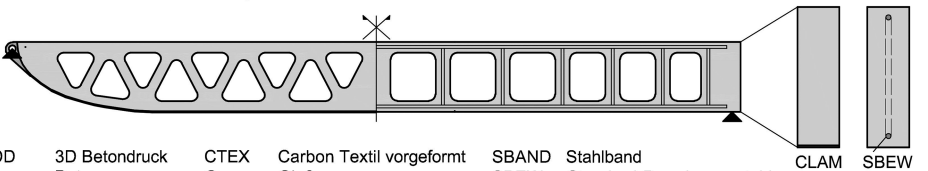
Entwicklungsstufe 4: Implantat und Form optimiert, (Herst.: G, 3DD; B: GB, Pcrete; Bew. CLAM, SBAND)CL



Entwicklungsstufe 5: Implantat, Form und Top. optimiert, (Herst. G, 3DD; B: GB, Pcrete; Bew. CLAM, SBAND)



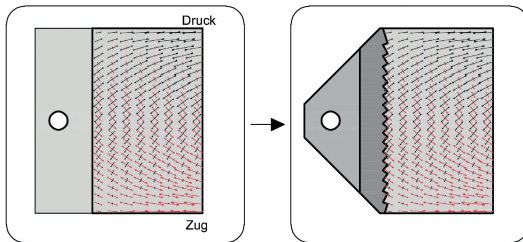
Entwicklungsstufe 6: Vereinfachte automatisierte Topologieoptimierung und automatisierte Herstellung



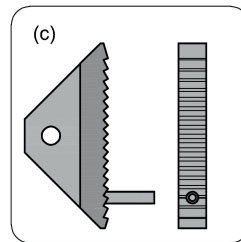
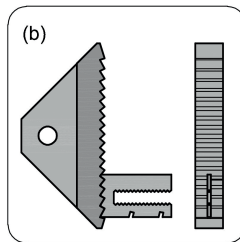
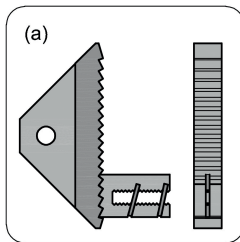
3DD	3D Betondruck	CTEX	Carbon Textil vorgeformt	SBAND	Stahlband
B	Beton	G	Gießen	SBEW	Standard-Bewehrungsstahl
Bew	Bewehrung	GB	Gießbeton C25/30	SKF	Stahlkurzfaser
CLAM	Carbonlamelle	Herst.	Herstellungsmethode	UHPC	Ultra-High Performance Concrete
CS	Carbonstab	Pcrete	PrintCret 230	UHPFRC	Ultra-High Performance Concrete

Bild 21. Untersuchungen zur Interaktion Material, Struktur und Herstellung eines bewehrten Betonträgers mit Rechteckquerschnitt in 5 Entwicklungsstufen und einem Ausblick für eine weitere Optimierung (Entwicklungsstufe 6), die Entwicklungsstufen 1–3 wurden in Zusammenarbeit mit *Werner Sobek* und *Oliver Gericke* vom Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart entwickelt

Grundlegender Ansatz -
Anpassung an die Hauptspannungen

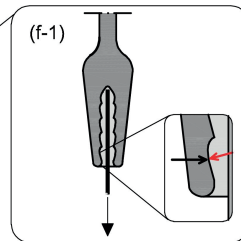
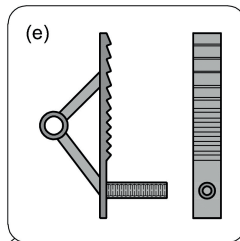
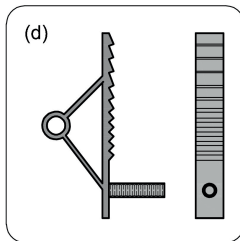


Serie 1: Variation Zugverbindung CFK Stab/ Implantat



Serie 2: Variation Herstellungstechnologie, Dimensionen
Zahnleiste und Zug-/ Druckstreben

Detailversuche Stahlimplantat/
Carbonlamelle



Serie 3: Variation Lage Implantat (Trägermitte und
Trägeroberkante), Lamelle Carbon und Stahl

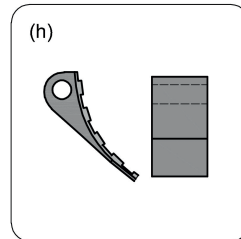
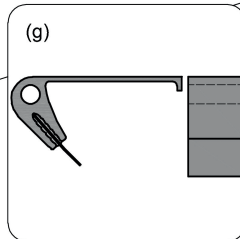
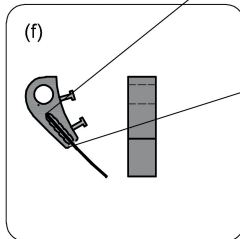


Bild 22. Entwicklung der Implantate, a-f teilweise in Zusammenarbeit mit *Werner Sobek* und *Oliver Gericke* vom Institut für Leichtbau, Entwerfen und Konstruieren (ILEK) der Universität Stuttgart

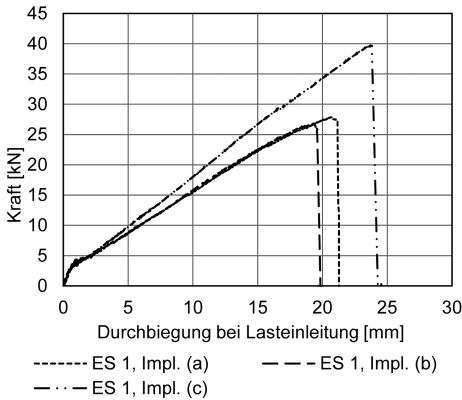


Bild 23. Entwicklungsstufe 1, ausgewählte Ergebnisse

einer geringeren Maximallast als möglich, herausstellte (s. Bild 23). Um diesbezüglich eine Auswahl treffen zu können, muss man den Aufwand des Einklebens und die (Langzeit-)Leistungsfähigkeit des Klebers gegen die Leistungsfähigkeit bei einer kurzzeitig hohen Belastung abwägen. Bei den dargestellten Varianten konnte ein Druckzonensversagen beobachtet werden.

3.3.2 Entwicklungsstufe 2

Ziel der Entwicklungsstufe 2 war die Optimierung der Geometrie des Implantats sowie der Untersuchung von unterschiedlichen Technologien und Materialien für die Herstellung [124] (siehe Typ d und e in Bild 22). Der Querschnitt und die Bewehrung des Trägers wurden von der Entwicklungsstufe 1 unverändert belassen. Die Struktur des Implantats wurde mithilfe einer Topologieoptimierung (SKO) optimiert [124]. Wie bei der Entwicklungsstufe 1 wurden auch hier die auftretenden Zugkräfte an der Trägerunterseite über eine direkte Verbindung zwischen CFK-Stab und Implantat übertragen. Die Druckkräfte wurden wiederum über eine Zahnleiste übertragen, wobei diese nur mehr im relevanten oberen Bereich ausgebildet wurde. Beispielsweise sind die Implantate vom Typ (d) und Typ (e) in Bild 25 dargestellt. Das Versuchsdesign wurde so gestaltet, dass die Dimensionen der Druck- bzw. Zugstreben des Implantats knapp über der maximalen Traglast und knapp darunter dimensioniert wurden, um die Grenzen der möglichen Gewichtsreduktion und auch den Einfluss der Steifigkeit des Implantats zu evaluieren. Wasserstrahlschneiden, Gießen (in eine 3-D gedruckte Sandschaltung mit Epoxidharzbindung) und der 3-D-Druck-Technologie Binder-Jetting für Stahlteile wurden als Herstellungstechnologien evaluiert. Als Materialien wurden Aluminium (Al) (AlMgSi1) und Edelstahl (SS)

(1.4301) in Kombination mit Wasserstrahlschneiden, Edelstahl (1.4308) in Kombination mit Gießen und eine Edelstahl(1.4021)-Bronze-Legierung in Kombination mit 3-D Binder-Jetting verwendet.

Die wesentliche Unterscheidung hinsichtlich der Herstellungstechnologien ist eine Einschränkung bei Wasserstrahlschneiden auf eine einheitliche Dicke, während bei der Variante Gießen und 3-D-Drucken eine beliebige Geometrie hergestellt werden kann. Bei den Implantaten wirkte sich dies lediglich auf die Form der Zug- bzw. Druckstreben aus (s. Bild 22). Zudem zeigten sich insbesondere die verfahrensbedingten Herstellungsungenauigkeiten als wesentliche Einflussfaktoren. Hier werden auszugswiese der Strahlverzug bei Wasserstrahlschneiden und die Geometrieabweichungen durch Schrumpfungseffekte bei 3-D Binder-Jetting genannt.

Ausgewählte Ergebnisse der Traglastuntersuchungen sind in Bild 24 dargestellt. Je nach Konfiguration konnten ähnliche Maximallasten wie bei der Entwicklungsstufe 1 erreicht werden, während eine Gewichtsreduktion des Implantats von bis zu 89 % möglich war. Auch bei dieser Entwicklungsstufe stellte sich die Verbindung zwischen CFK-Stab und Implantat als besonders wichtig heraus. Bei manchen Versuchen (diese sind nicht bei den ausgewählten Ergebnissen dargestellt) konnte ein vorzeitiges Versagen beobachtet werden. Bei dieser Serie wurden alle Stäbe mittels gefülltem Epoxidharz in die Muffen eingeklebt.

Bei der Verwendung von Aluminium wird hier auf eine Reaktion mit Beton und eine daraus resultierende Blasenbildung verwiesen. Eine mögliche Abhilfe ist eine Beschichtung. Aluminium weist einen nur ca. doppelt so hohen Elastizitätsmodul

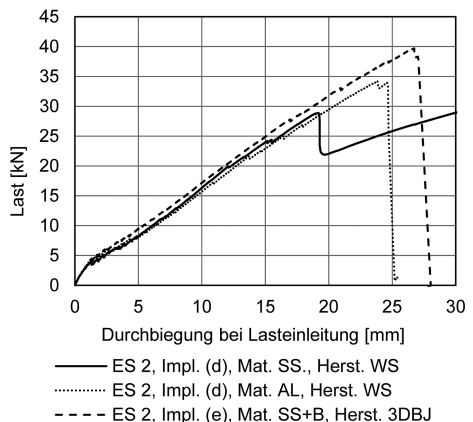


Bild 24. Entwicklungsstufe 2, ausgewählte Ergebnisse

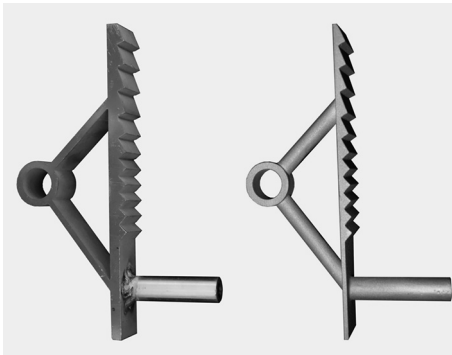


Bild 25. Beispiel Implantate Typ (d) und Typ (e)

(69000 N/mm²) wie Normalbeton, einen ähnlichen Elastizitätsmodul wie UHPC und allgemein eine ähnliche Dichte wie Beton auf, was bei Anforderungen hinsichtlich ähnlicher Materialeigenschaften (z. B. Vermeidung von Spannungssprüngen) interessant sein kann.

3.3.3 Entwicklungsstufe 3

Bei Entwicklungsstufe 3 wurde nochmals das Implantat in Kombination mit der Trägerform und auch der Bewehrungsführung optimiert. Eine Dokumentation, die im Zuge des Mitwirkens einer studentischen Abschlussarbeit entstanden ist, findet man in [125]. Der Ansatz der Serie war, dass die Bewehrung nun vollständig dem Hauptzugspannungsverlauf folgt und am Ende in das Implantat einmündet. Die Hauptdruckspannungen verlaufen normal dazu und können so effizient aufgenommen werden. Eine Verzahnung wird somit obsolet. Der Trägerquerschnitt blieb bei den Untersuchungen unverändert (200 mm × 30 mm). Die Implantate (Typ f) wurden mittels Wasserstrahlsschneiden hergestellt. Als Bewehrung wurde eine an der Unterkante des Trägers angeordnete CFK-Lamelle (CLAM) mit 1,4 mm Dicke verwendet. Um die Problematik einer fehlenden Querkraftbewehrung und auch einer konstruktiven Bewehrung zu umgehen, wurde anstatt eines unbewehrten UHPCs ein Ultra-High-Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) mit ergänzten Kurzstahlfasern (SKF) verwendet. Die Fasern bestanden aus einer Mischung von jeweils 12,5 mm langen Fasern mit 0,175 mm und 0,3 mm Durchmesser. Grundsätzlich weist eine CFK-Lamelle im Vergleich zu einem Stab ein deutlich günstigeres Verhältnis zwischen Oberfläche und Querschnitt auf. So kann trotz eines nur einseitigen Anliegens eine ähnliche Verbundfläche erzielt werden. Für die Herstellung eines entsprechenden Verbunds wurde die Lamelle einerseits aufgeklebt und andererseits vorab besandet.

Eine besondere Herausforderung stellt auch hier wiederum die Verbindung zwischen CFK-Lamelle und Implantat dar. Dafür wurde eine spezielle Ausformung eines Vergusskörpers aus einem gefüllten Epoxidharz zwischen CFK-Lamelle und Implantat gewählt. Ziel dabei war, dass der Vergusskörper bei Zugbelastung mit der Lamelle in Zugrichtung mitgleiten kann. Die Geometrie des Implantats ist so ausgebildet, dass dadurch ein Querdruk auf die Lamelle entsteht. Dadurch können deutlich höhere Lasten übertragen werden als bei einem konventionellen Einkleben. Eine Detaildarstellung ist in Bild 22 (f-1) zu finden. Auf die Oberfläche des Implantats, die mit dem Vergusskörper in Verbindung kommt, wurde ein entsprechendes Gleitmittel aufgetragen. Für die Ermittlung der bestmöglichen Zahngeometrie wurden zwei Serien von Auszugsversuchen (CFK-Lamelle aus Implantat) durchgeführt. Drei ausgewählte Ergebnisse sind in Bild 26 dargestellt. Ohne den genannten Effekt des Ausgleitens und den damit entstehenden Querdruk liegt die maximal übertragbare Zugkraft bei ca. 10 % der erreichten Maximalkraft.

Die maximale Traglast von entsprechend ausgeführten Trägern wurde auch hier wiederum im Rahmen von Dreipunktbiegeversuchen ermittelt. Zwei ausgewählte Ergebnisse sind in Bild 27 dargestellt. Es zeigte sich, dass das geschlossene System deutlich steifer ist. Im Vergleich zu den ersten beiden Serien konnte keine ausgeprägte Rissbildung beobachtet werden. Meist bildeten sich wenige größere Risse aus, die in weiterer Folge auch zum Versagen führten. Die maximal aufnehmbare Traglast liegt bei den gewählten Randbedingungen etwas unter derjenigen der ersten beiden Serien, wobei diesbezüglich jedenfalls noch Potenzial verfügbar ist.

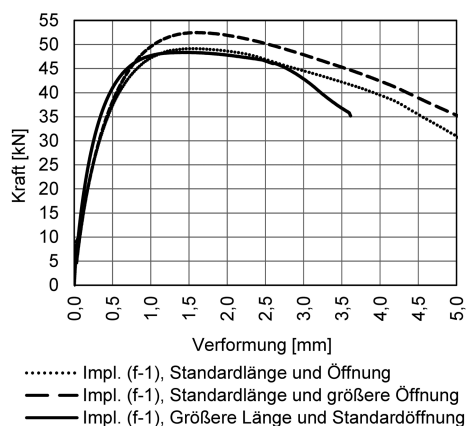


Bild 26. Auszugsversuche CFK-Lamelle aus Implantat, ausgewählte Ergebnisse

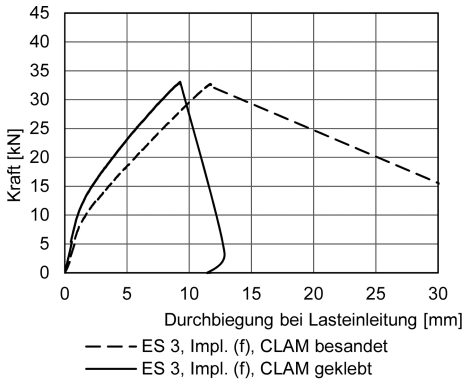


Bild 27. Entwicklungsstufe 3, Herstellung: gegossen, Beton: UHPRC, Bewehrung: CFK-Lamelle; ausgewählte Ergebnisse

3.3.4 Entwicklungsstufe 4

Entwicklungsstufe 4 beschäftigte sich einerseits mit der Verwendung von Normalbeton und 3-D-Betondruck als alternative Herstellungstechnologie. Ziel des Einsatzes von Normalbeton ist eine Evaluierung, ob so eine mögliche Alternative zum in Entwicklungsstufe 1–3 verwendeten UHPC geschaffen werden kann. Dafür wurde die Trägerbreite im Vergleich zu den vorhergehenden Entwicklungsstufen auf 60 mm verdoppelt.

Ziel des Einsatzes von 3-D-Betondruck ist in dieser Entwicklungsstufe die Untersuchung der erreichbaren Festigkeiten im Vergleich zum gegossenen Pendant. Die Untersuchung wurde mit dem weiteren Ziel des Einsatzes der Technologie für die Herstellung von topologieoptimierten Strukturen (Entwicklungsstufe 5) durchgeführt. Auf die verfügbaren unterschiedlichen Herstellungsverfahren wird allgemein und im Zuge dessen auch 3-D-Betondruck in Abschnitt 4 näher eingegangen. Bei 3-D-Betondruck ist insbesondere das Einbinden von Bewehrung eine Herausforderung. Es gibt zwar bereits unterschiedliche Ansätze wie auszugsweise eine vorab assemblierte Bewehrung, die eingebracht bzw. eingespritzt wird, eine externe Bewehrung, das Eindringen von Hüllrohren und nachträgliches Vorspannen, externe Bewehrungselemente oder ein Einlegen der Bewehrung zwischen den Drucklagen [126, 127]. Alternativ wurde auch bereits ein Ansatz zu einer additiv hergestellten Stahlbewehrung untersucht [128]. In einer objektiven Betrachtung erscheint insbesondere die Problematik der Bewehrung jedoch für einen ökologischen und ökonomisch effizienten Einsatz bis dato ungelöst.

Der Ansatz vom Autor ist die gleichzeitige Nutzung einer CFK-Lamelle oder eines Stahlbands als Bewehrung, optional auch in Verbindung mit der Verwendung von Implantaten und als verlorene Schalung. So kann einerseits die Integration der Bewehrung und andererseits die aus dem Verfahren heraus naturgemäße Schichtung und damit raue Oberfläche durch das Andrücken sauber gelöst werden. Durch die Ausführung entsteht auch hier wieder ein geschlossenes System, das jedenfalls in Kombination mit dem Lagenaufbau als positiv zu bewerten ist. Die Lamelle bzw. das Band kann vorab präzise positioniert werden, was gesamtheitlich gesehen zu einer höheren Fertigungsgenauigkeit führt. Einbauteile wie beispielsweise Implantate können mit dem System ebenfalls präzise positioniert werden.

In Bild 28 sind die Ergebnisse einer ersten Vormachbarkeitsstudie abgebildet. Als Bewehrung wurden einerseits eine besandete CFK-Lamelle und andererseits ein Stahlband mit zwei aufgeschweißten Verbundleisten verwendet (s. Bilder 21 und 22). Für die Lasteinleitung wurden Implantate vom Typ g und h verwendet. Die CFK-Lamelle wurde in Anlehnung an die Entwicklungsstufe 3 in das Implantat eingeklebt. Das Stahlband wurde an das Implantat angeschweißt.

Bei den Vorbereitungen und auch bei der Durchführung der Untersuchungen zeigte sich, dass sowohl die Handhabung und auch das Tragverhalten bei Verwendung eines Stahlbands vorteilhaft ist. Das bessere Tragverhalten ist auf einen besseren Verbund durch die Verbundleisten im Vergleich zur besandeten Lamelle zurückzuführen. Bei der Variante mit der CFK-Lamelle kam es aufgrund eines

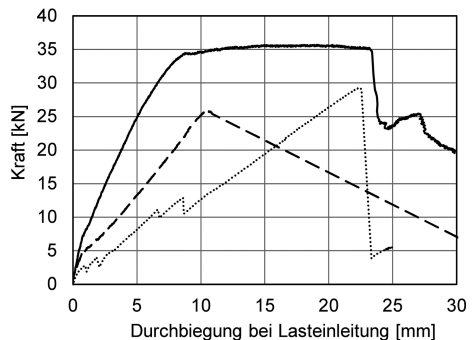


Bild 28. Entwicklungsstufe 4, Herstellung: gegossen, 3-D-Betondruck, Beton: Gießbeton C25/30, PrintCret 230, Bewehrung: CFK-Lamelle, Stahlband; ausgewählte Ergebnisse

schlechten Verbunds zu einem frühzeitigen Querkraftversagen. Vergleicht man die Last-Verformungskurven der gedruckten und gegossenen Variante, so ist erkennbar, dass neben den anderen Materialeigenschaften die vielen Fugen bei der 3-D gedruckten Version zu einer niedrigeren Steifigkeit führen. Die etwas höhere Traglast kann durch den hohen Zementgehalt, der für den 3-D-Druck verwendeten Betonmischung erklärt werden. Die Kennwerte (Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit für unterschiedliche Lagenorientierungen) des 3-D-Druckbetons sind in den Tabellen 13 und 14 in Abschnitt 4 zu finden.

3.3.5 Entwicklungsstufe 5

Die Entwicklungsstufe 5 entspricht in Hinblick auf die Abmessungen, die gewählten Materialien für Beton und Bewehrung sowie auch die Herstellungstechnologien der Entwicklungsstufe 4. Als weiterer Schritt in Richtung einer Steigerung der Ressourceneffizienz wurde die Topologie des Trägers optimiert. Für eine erste Machbarkeitsuntersuchung wurde die Software Altair Inspire [101] verwendet. Das Materialverhalten dabei wurde linear-elastisch angenommen.

Die praktische Herstellbarkeit der Träger konnte im Zuge der Versuchsvorbereitung bestätigt werden. Als aufwendig stellten sich insbesondere die Druckpfadgenerierung, die aufgrund der vielen Stöße einen wesentlichen Einfluss auf die statischen Eigenschaften hat, sowie das Schalen der gegossenen Variante (mithilfe von ausgeschnittenen expandierten Polystyrol-Einbauteilen) heraus. Randbedingungen bei der Druckpfadgenerierung sind insbesondere die Stöße und die notwendigen Absetzvorgänge. Das Tragverhalten der hergestellten Träger wurde auch hier wiederum in nachlaufenden Belastungsversuchen evaluiert. Bild 29 zeigt die Herstellung eines Trägers mittels 3-D-Betondruck und Bild 30 einen gegossenen topologieoptimierten Träger während des Belastungsversuchs. Die Ergebnisse von drei ausgewählten Versuchskörpern sind in Bild 31 dargestellt. Die maximal erreichten Traglasten liegen deutlich unter den erreichten Werten der vorhergehenden Entwicklungsstufen 1–4. Dies ist auf eine noch nicht ausgereizte Optimierung zurückzuführen und insbesondere auf die Vernachlässigung des nichtlinearen Materialverhaltens. In Bezug auf die Eignung und das Potenzial der gewählten Herstellungstechnologien lässt sich bei dem aktuellen Forschungsstand noch keine seriöse Aussage tref-



Bild 29. Herstellung eines Betonträgers, Entwicklungsstufe 4 (Beton: PrintCret 230, Bewehrung: Stahlband S235) mittels 3-D-Betondruck

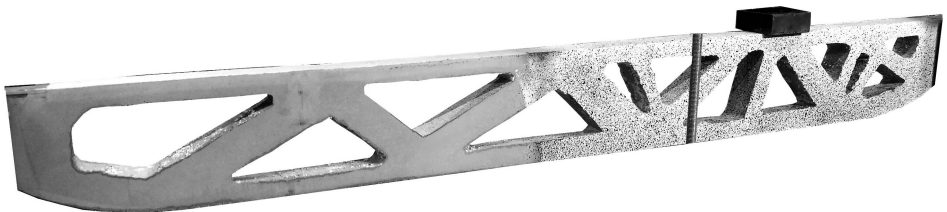


Bild 30. Gegossener topologieoptimierter Betonträger (Beton: Gießbeton C25/30, Bewehrung: CFK-Lamelle)

1 Einführung

1.1 Stand der Technik und wissenschaftliche Grundlagen

Im Beton-Kalender 2009 wurde bereits ein Beitrag zum Thema „Integrale Betonbauwerke“ veröffentlicht [1]. Auch im Beton-Kalender 2020 findet sich ein Beitrag über die Zwangbeanspruchungen und Rissbreitenbeschränkung von *Tue* und *Schlicke* [2] mit vielen wertvollen theoretischem Hintergrundwissen zum Tragverhalten integraler Bauwerke.

In diesem Beton-Kalender 2021 gibt es nun sowohl für den Hochbau als auch für den Brückenbau (siehe Kapitel VI Integralbrücken – Tragverhalten und Anregungen zur Bemessung einschließlich Integralisierung von Bestandbrücken von *Tue*, *Della Pietra* und *Mayer*) aktualisierte Beiträge zu Entwurf, Bemessung und konstruktiver Durchbildung.

Eine erste Arbeit über Fugen und Aussteifungen in Stahlbetonskelettbauten [3] gibt einen Überblick über die Ursache und die Größe von Verformungen in Bauwerken. Die Wechselwirkungen zwischen Tragwerk und Zwangverformungen und die dafür maßgebenden Parameter werden in einer für den entwerfenden Ingenieur anwendbaren Form aufbereitet. Unmittelbar aus o. g. Arbeit entstandene Fragestellungen über Trag- und Verformungsfähigkeit von Stützen bei großen Zwangverschiebungen der Decken wurden in [4] bearbeitet und durch Versuche an Stützen mit Normalkraft und Zwangverschiebungen belegt [5].

Eine wichtige theoretische Grundlage für den Umgang mit zwangbeanspruchten Konstruktionen bildet die steifigkeitsorientierte Berechnung der Schnittkräfte im Stahlbetonbau, um den ggf. durch Rissbildung bedingten Steifigkeitsabfall realistisch einzuführen, bei der auch die Verformungen infolge Rissbildung zutreffend abgebildet werden können [6]. Voraussetzungen dazu sind die Kenntnisse des Mechanismus der Rissbildung [7] und des nichtlinearen Last-Verformungs-Verhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen [8].

Wichtige Literaturquellen mit grundsätzlichen Hinweisen zu fugenlosen Betonkonstruktionen sind z. B. [9–13]. Zudem existieren vereinzelt Veröffentlichungen über ausgewählte neuere fugenlose oder fugenarme Konstruktionen (z. B. [14, 15]).

Fugenlose Tragwerke des Hochbaus wurden in den Dissertationen von *Taferner* [16] und *Rüdiger* [17] mit Beiträgen zu Zwangseinwirkungen, Modellbildung und zum Verhalten von wesentlichen Tragele-

menten von Hochbaukonstruktionen unter Last- und Zwangseinwirkung behandelt.

1.2 Begriffsdefinitionen

Fugenloses Bauen entspringt dem Wunsch nach dauerhaft und wartungsfrei funktionierenden, robusten Tragwerken. Die fugenlose Bauweise ist im Hochbau und im gesamten konstruktiven Ingenieurbau anwendbar. Viele der früheren Betonbauten sind monolithische Tragwerke, die Betonbrücken der neueren Zeit sind jedoch häufig Bauwerke, deren einzelne Bestandteile durch Lager und Fugen getrennt sind. Auch bei den Hochbauten werden die lastunabhängigen horizontalen Formänderungsdifferenzen durch Anordnung von Dehnfugen im Abstand von 30 bis 40 m vermeintlich vernachlässigbar gehalten.

Viele der heute nach Erfahrung angeordneten Fugen könnten entfallen oder weiter auseinander liegen, wenn die Wechselwirkung zwischen Tragwerk und Zwangverformung besser bekannt wäre.

Fugenlose Konstruktionen können mit verschiedenen Baustoffen unter Beachtung der Spannungen und der auch verschiedentlich resultierenden Dehnungen entworfen und gebaut werden. Ein klassisches Beispiel ist die fugenlos verschweißte Stahlschiene der Eisenbahn. Hierbei bilden die Schwellen sogenannte Festhaltepunkte, welche eine freie Verformung der Schiene behindern, sodass im Bereich der Fuge nur die Verformungen der Schienenlänge zwischen der letzten Schwelle und der Fuge auftreten (Bild 1). Bei nachgiebigen Schwellenhalterungen ergeben sich aufgrund der größeren Knicklängen entsprechende Schienenverwerfungen. Bei steifen Schwellenhalterungen können die entstehenden Spannungen vom Werkstoff Stahl selbstständig aufgenommen werden. Im konstruktiven

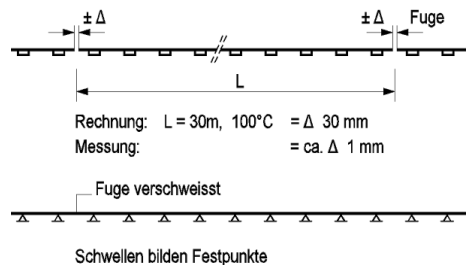


Bild 1. Eisenbahnschienen mit und ohne Fugen

Beton-Kalender 2021: Fertigteile; Integrale Bauwerke.

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner

© 2021 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2021 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

Betonbau werden bei integralen Bauwerken die Zwangsdehnungen und die daraus resultierenden Spannungen bei der Bemessung berücksichtigt, wodurch die Fugenabstände deutlich vergrößert werden oder ganz auf Fugen verzichtet werden kann.

Während bei der fugenlosen Stahlschiene die kritische Situation eher im Bereich der Stabilität, d.h. bei der Beanspruchung auf Druck, liegt, sind die Probleme bei Stahlbeton eher im Zugbereich zu finden. Der Baustoff Stahl verhält sich ohne Berücksichtigung der Stabilität sowohl im Druck- als auch im Zugbereich unter Gebrauchslasten gleich linear-elastisch. Beim Stahlbeton ist das quasi-lineare Verhalten unter Gebrauchslast nur im Druckbereich vorhanden, während bei Zug infolge der Rissbildung die Last-Verformungs-Beziehung stark nicht-linear ist. Aufgabe von richtig bemessenen und konstruierten Bauwerken ist es daher, durch sinnvoll definierte Rissbreitenbegrenzung die Verformungen aus Zug oder Biegung zu ermöglichen und damit die Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit sicherzustellen.

Die Begriffe „fugen- und lagerlos“, „monolithisch“ bzw. „integral“ (ein Ganzes ausmachend) werden im Folgenden für Tragwerke ohne Lager und Fugen synonym verwendet, im Vergleich zu den konventionellen Tragwerken.

Die Anordnung von Fugen im Hochbau sind entweder durch den Entwurf, manchmal durch den Bauablauf und häufig durch physikalische Gründe, notwendig.

Fugen- und lagerlose Tragwerke sind im Hochbau bei Ortbetonkonstruktionen die Regel; erst große Gebäudeabmessungen bedingen besondere Untersuchungen.

Der in aktuellen und zurückgezogenen Normen enthaltene Hinweis, dass die Auswirkungen aus Schwinden und Temperatur auf das Gesamttragwerk vernachlässigt werden dürfen, wenn Fugen im Abstand von 30 m vorgesehen werden (s. Abschnitt 2.2.1), wurde und wird bei Hochbauprojekten zum Anlass genommen, Fugen in eben diesem Abstand anzuordnen.

Die geforderte Flexibilität hinsichtlich wechselnder Nutzung der Bauten erlaubt nur die für die Stabilität des Gebäudes absolut notwendigen Aussteifungselemente. Bei Dehnfugenabständen von 30 m wäre jeder der dabei entstehenden Blöcke separat durch Aussteifungskerne und Wände zu stabilisieren.

Die fugenlose Bauweise eignet sich vorzüglich für ausgedehnte Gebäude mit Flachdecken mit kurzen Spannweiten und daraus folgender geringer Dehnsteifigkeit der Decken. Bei langen Decken mit stockwerkshohen – vergleichsweise kurzen – Stützen können die ertragbaren Pfeilerkopfvorschiebungen hingegen überschritten werden. Da die Tren-

nung von Stützen und Decken im Hochbau vermieden werden soll, müssen die Deckenbewegungen wenigstens teilweise behindert werden. Eine gezielte Ausnutzung der verformungsbehindernden Wirkung von Erschließungs- und Aufzugsschächten in günstiger Lage bei monolithischer Verbindung von Decken und Kernen ist dabei sinnvoll. Ein weiterer Abbau der dabei in Decken, Aussteifungswänden und Stützen entstehenden Zwangbeanspruchungen kann in weiterer Folge durch das nichtlineare Werkstoffverhalten des Stahlbetons erfolgen.

Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton sind in besonderem Maße dazu geeignet, kraftflussorientiert geformt und konstruiert zu werden. Das Entwerfen von lager- und fugenlosen Brücken- und Hochbautragwerken steht im Einklang mit dem monolithischen Charakter des Werkstoffs *Konstruktionsbeton* und soll zu robusten, dauerhaften, wartungsarmen und ästhetischen Ingenieurtragwerken führen. Das plastische Potenzial des Betons kann besser als bisher genutzt und die ganzheitliche Qualität von Ingenieurbauwerken damit verbessert werden.

Obwohl die Rissbildung eine grundlegende Voraussetzung einer jeden Stahlbetonbemessung ist, kann es bei Bauwerken zu Problemen bei der Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit führen, wenn deutlich erkennbare Risse tatsächlich auftreten, egal, ob diese im Rahmen der gültigen Vorschriften bleiben oder nicht. Deshalb hat die Vermeidung von Rissen im frühen Betonalter (im jungen Beton) durch eine geeignete Betonrezeptur mit niedriger Hydratationswärme und durch sorgfältige Nachbehandlung eine hohe Priorität. Nachdem die Mehrzahl der Risse durch Zwangbeanspruchungen aus behinderter und aufgezwungener Verformung ausgelöst werden, sind die daraus entstehenden Zwangsspannungen durch die genannten betontechnologischen Maßnahmen, geeignete Betonierabschnitte mit Schwindfeldern sowie durch geeignete Konstruktionsformen und Lagerung der Bauteile soweit wie möglich zu vermeiden bzw. zumindest in definierter Weise einzugrenzen. Auch wenn diese Voraussetzung eingehalten wird, spielt die Rissbreitenbeschränkung durch Bewehrung, vor allem im späten Betonalter, eine wichtige Rolle. Die Betonzugfestigkeit und letztendlich die Bruchenergie stellen einen wesentlichen Eingangswert für die entsprechende Bemessung dar.

Die Betonzugfestigkeit wird häufig mit der Begründung „abfließender Hydratationswärme“ auf die Hälfte abgemindert, d.h. es wird unterstellt, dass genau jene Risse, die man eigentlich vermeiden will, bereits im jungen Betonalter auftreten. Damit versucht man den Anteil der Bewehrung zu reduzieren. Ingenieurmäßig ist ein solches Vorgehen jedoch nicht vertretbar. Der Widerspruch lässt sich dadurch auflösen, dass man einerseits mit der vollen

Betonzugkapazität des ungeschädigten Betons rechnet, die es unter allen Umständen zu erhalten gilt, dass man aber andererseits das Verbundverhalten, die Rissbildung und ggf. den dadurch bedingten Steifigkeitsabfall in zwangsbeanspruchten Konstruktionen realistisch in die Berechnung einführt.

1.3 Vor- und Nachteile fugenloser Bauten

Fugen- und Lagerkonstruktionen an Dehnfugen im Bauwerk sind detailliert durchzubilden und erhöhen die Baukosten, da sie nicht nur im Rohbau, sondern auch im Ausbau und in den Fassaden durchkonstruiert werden müssen. Fugenkonstruktionen haben trotz einer ausgereiften Konstruktionstechnik eine erheblich geringere Lebensdauer als das Bauwerk selbst, gelten als Verschleißteile, erfordern einen Wartungsaufwand und sollten aus diesem Grunde nur angeordnet werden, wenn es unbedingt erforderlich ist. Durch den Wegfall der Bewegungsfugen und deren späterer Wartung oder Auswechslung ergeben sich geringere Schadensanfälligkeiten und damit Kosteneinsparungen. Die Kosten eines Bauwerks über seinen Nutzungszyklus (Life-cycle-costs) entstehen durch Kapital-, Betriebs- und Instandsetzungskosten [18]. Mit der fugenlosen Bauweise lassen sich die Lebenserhaltungskosten (Betriebs- plus Instandhaltungskosten) in vielen Fällen bei nicht höheren Produktions- bzw. Kapitalkosten senken.

Dehnungsfugen sind oft Schwachstellen im Bauwerk, von denen andere Schäden, z. B. Feuchteschäden ausgehen können, sodass in zunehmendem Maße ausgedehnte fugenlose Gebäude geplant und gebaut werden. Nicht funktionsfähige, geschlossene Fugen behindern die Bauteilbewegungen und können Beanspruchungen verursachen, für die das Tragwerk nicht bemessen ist, sodass die Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken gefährdet werden kann. Die Instandhaltungsmaßnahmen verursachen im Hochbau zeitweilige betriebliche Einschränkungen und teilweise Gebäudeschließungen.

Fugen bedeuten eine planmäßige Zerlegung eines Tragwerks in einzelne Abschnitte und zerstören die Homogenität von Bauteilen. Fugenlose Deckenfelder besitzen keine solchen Schwachstellen. Zusätzliche aussteifende Bauteile wie Doppelstützen, Doppelwände oder Kerne entfallen. Die fugenlose Konstruktion weist also vor allem für die Abtragung von Windkräften und Lasten infolge Exzentrizitäten große Vorteile auf. Die fugenlose Deckenkonstruktion erlaubt es, Horizontallasten gleichmäßig in die Kerne einzuleiten und so alle Kerne optimal für die Lastabtragung zu aktivieren. Damit wird die Lastabtragung mit den kleinsten Verformungen der Tragglieder und der größten Systemredundanz sichergestellt. Die fugenlose Bauweise führt zu dauerhaften und unterhaltsarmen Tragwerken. Integrale Ingeni-

eurkonstruktionen führen zu robusten und wartungsarmen Bauwerken.

Integrale Ingenieurkonstruktionen zeigen im Unterschied zu konventionellen Ingenieurkonstruktionen einen wesentlichen gleichförmigeren Verlauf der Hauptspannungen. Bild 2 zeigt die Hauptspannungen einer Übergangskonstruktion Decke – Wand ohne Bewegungslager. Der monolithische Übergangsbereich führt nicht in dem Maße zu lokalen Spannungskonzentrationen wie bei Bewegungsfugen mit Lagerkonstruktionen.

Integrale Tragkonstruktionen nutzen in vielen Fällen die Verformungsfähigkeit geschickt konstruierter vertikaler Tragglieder und Stützen. Decken und Überbauten können dabei sowohl mit schlanken Betonpfeilern als auch mit verformungsfähigen Stahl- oder Stahlverbundstützen monolithisch verbunden werden.

Bei fugenlos durchlaufenden Tragwerken ist die Anzahl der Lager gegenüber Einfeldträgersystemen reduziert. In vorgespannten, langen fugenlosen Deckenplatten treten zwar vergleichsweise hohe Spannkraftverluste infolge Spanngliedreibung auf, aber gleichzeitig reduziert sich die Zahl der teuren Verankerungen erheblich gegenüber Einfeldträgern und durch Dehnfugen geteilte Decken.

Die Systemredundanz ist bei fugenlosen, statisch unbestimmten Durchlaufträgern oder rahmenartigen Tragwerken größer und bedeutet unter der Voraussetzung ausreichender Duktilität eine stille, i. Allg. nicht wahrgenommene Tragsicherheitsreserve. Die Umsetzung der Forderung DIN EN 1990 [19] nach der Robustheit eines Bauwerks lässt sich bei fugenlosen Stahlbetonskelettbauten viel eher erreichen [20]. In seismisch gefährdeten Regionen sind solche Sicherheitsreserven unter Umständen sehr wichtig. Das günstigere Schwingungs- und Verformungsverhalten von fugenlosen Bauten ist ein weiterer Vorteil. Bei Schwingungen infolge Erdbeben sind Dehnfugen besonders ungünstig, da sich die einzelnen Baukörper unterschiedlich verhalten

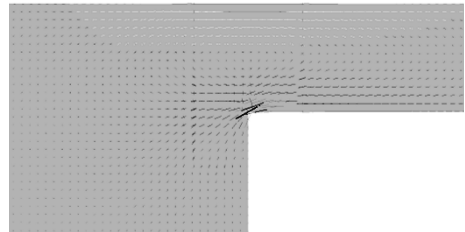


Bild 2. Spannungstrajektorien. Spannungsverlauf bei integraler Bauweise

und dann aneinander schlagen können. In südeuropäischen Erdbebengebieten sind aus diesem Grund Fugen mit 10 cm Breite keine Seltenheit. Integrale Konstruktionen vermeiden diese Schwachstelle. Voraussetzung ist dabei, dass die Knotenpunkte wie Rahmenecken und Anschlüsse von Stützen und Decken an den Festpunkten konstruktiv so ausgebildet sind, dass ein möglichst duktiles Bauwerksverhalten gesichert ist.

Setzungen bewirken bei fugenlosen Bauten Zwangsbeanspruchungen. Die Verkrümmungen sind aber nicht in einem Punkt konzentriert, sondern über einen größeren Bereich verteilt. Die Decken erhalten keine unerwünschten Knicke, wie sie bei Vorhandensein von Fugen gern entstehen.

Eine dem Menschen gerechte Umwelt verlangt, dass auch Ingenieurbauten als Teil der Baukultur hohe ästhetische Anforderungen erfüllen. Gut gestaltete Ingenieurkonstruktionen und Hochbauten, bei denen die Architektur aus dem Tragwerk heraus entwickelt wird, verbessern die gesellschaftliche Akzeptanz. Ein wesentliches Argument für monolithische Tragwerke ist die harmonische Form, die in überzeugender Weise den Kraftfluss erahnen lässt. Integrale und semi-integrale Bauwerke bieten gute gestalterische Möglichkeiten. Eventuelle Undichtigkeiten von Fugen können unschöne Beeinträchtigungen der Betonoberfläche verursachen. Die Komposition der einzelnen Teile zu einer Gesamtstruktur wird erleichtert, wenn Beziehungen durch Übergänge formuliert werden können (Bild 3). Werkstoffgerechtes Konstruieren im Betonbau bedeutet, den monolithischen Charakter des Konstruktionsbetons, der sich aus seiner Genese ableiten lässt, zum Entwurfsэлемент zu machen und mit monolithischen Bauteilübergängen eine formale und materielle Einheit zu schaffen.

Den genannten Vorteilen integraler Tragwerke stehen auch Nachteile gegenüber. Der Verzicht auf Lager und Fugen bedeutet in der Regel, dass zusätzliche Beanspruchungen infolge Zwangs in das Bauwerk eingetragen werden. Werden die Bewegungen nicht oder nur wenig behindert (Ausweichprinzip), so entstehen nur geringe Zwangsbeanspruchungen. Werden sie jedoch weitgehend oder völlig behindert (Widerstandsprinzip), so entstehen hohe Zwangsbeanspruchungen. Der Ingenieur muss für die jeweilige Entwurfsaufgabe, in Abhängigkeit von den Randbedingungen, die richtige Lösung finden.

Ein weiterer Nachteil von fugenlosen Konstruktionen entsteht bei der Verwendung von vorgefertigten Elementen, da diese nachträglich monolithisch miteinander verbunden werden müssen.

Bei zugerzeugendem Zwang sind die Zwangsschnittgrößen, wenn sie realistisch eingeschätzt werden sollen, unter Berücksichtigung des physikalisch nichtlinearen Werkstoffverhaltens und des Baugrundverhaltens zu ermitteln, weil Zwangsschnittgrößen steifigkeitsabhängig sind.

Fugenlose Tragwerke stellen erhöhte Anforderungen an die statische Berechnung. Die Güte der Bemessung eines Stahlbetontragwerks hängt von der Wirklichkeitsnähe seiner Verhaltensmerkmale ab, an die bestimmte Anforderungen zu stellen sind: Die Stahlspannung σ_s ist hinsichtlich Erschöpfungsmaß und Ermüdung durch schwellende Beanspruchung zu prüfen. Die Rissbreite w ist in Bezug auf Dauerhaftigkeit, Dichtheit, Querkraftaufnahme, Systemänderung und Ästhetik der Konstruktion zu betrachten. Die Druckzonendicke x_d bestimmt die Dichtheit, die Querkraftaufnahme, die Leckgefahr, die Rotationsfähigkeit und das Umlagerungsvermögen. Die Durchbiegung δ bestimmt die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion, die Funktion von



Bild 3. Übergänge in Beton am Beispiel vom Neubau des Seebads in Kaltern

Anlagen, die Lage abgefangener Bauteile und die Momente II. Ordnung. Diese Verhaltensmerkmale hängen von den tatsächlichen Schnittgrößen M und N ab unter Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls infolge Rissbildung, deren Größe und Verteilung in statisch unbestimmten Tragwerken konsequenterweise wirklichkeitsnah zu ermitteln sind. Wenn man sich vergegenwärtigt, dass die Rissbreite w mit dem Quadrat der Stahlspannung (σ_s^2) einhergeht, so hat es wenig Sinn, diese anhand von unzutreffenden Schnittgrößen zu ermitteln [6]. Hinreichend genaue Schnittgrößen und eine realitätsnahe Bewertung der Steifigkeiten sind angesichts verschärfter Anforderungen an die Wirtschaftlichkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit sowie Robustheit in allen Bereichen des Bauingenieurwesens erforderlich. Heute können jedoch mit nichtlinearen Modellen und Arbeitskennlinien die Dehnungen und Spannungen im konstruktiven Betonbau realitätsnah modelliert und somit konstruktiv gestaltet werden.

2 Zwangeinwirkungen und Bewertung von Zwangsauswirkungen

2.1 Zwangerzeugende Einwirkungen

Hochbauten allgemein und ausgedehnte fugenlose Stahlbetonbauten im Besonderen sind hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke. Die Verteilung der Steifigkeiten bestimmt die statisch unbestimmten Anteile der Spannungen aus Lasteinwirkungen (Eigenlast, Verkehrslast, Nutzlast, Wind, Schnee usw.). Unter der Voraussetzung ausreichender Rotationsfähigkeit sowie hinreichender Tragfähigkeitsreserven sind auch Schnittkraftumlagerungen von hoch beanspruchten Bereichen (beispielsweise Stützmomente in punktgelagerten Decken) in weniger beanspruchte Bereiche möglich, weil die statisch unbestimmten Anteile der Lastspannungen für das Gleichgewicht nicht erforderlich sind (erster Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie).

Die Beanspruchungen aus aufgezwungenen oder behinderten Verformungen oder Bewegungen – z. B. Temperatur, Schwinden, Feuchtigkeitsänderungen, Auflagerstörungen, Systemänderung, Erdbeben, Brandeinwirkung – erzeugen nur bei statisch unbestimmten Systemen Zwangsspannungen, sie werden auch als indirekte Einwirkungen bezeichnet. Sie können bei fugenlosen Tragwerken eine große Bedeutung haben. Die Behinderung der Verformungen und die daraus resultierenden Spannungen sind von der Geometrie, von den Randbedingungen und von den physikalischen Materialeigenschaften des betrachteten Bauteils abhängig. Es kann unterschieden werden zwischen Spannungen aus der behinderten Verformung des Bauteils selbst und von außen aufgezwungenen behinderten Verformungen.

Die Zwangsspannungen sind sowohl von der globalen Steifigkeit als auch von deren lokaler Verteilung abhängig. Eigenspannungen entstehen aus nichtlinear über den Querschnitt verteilten, aufgezwungenen Verformungen und sind innere Zwangsspannungen, deren Resultierende gemäß Definition keine Schnittkräfte ergeben.

Witterungsbedingte Temperaturänderungen entstehen aus täglichen oder jahreszeitlichen Änderungen der Sonneneinstrahlung und der Außenlufttemperatur und sind als unabhängige veränderliche Einwirkungen zu behandeln, wie alle Einwirkungen infolge Zwang gemäß DIN EN 1990 grundsätzlich als freie veränderliche Einwirkungen eingestuft werden. Es werden dabei nur Temperatureinwirkungen behandelt, die durch klimatische Effekte hervorgerufen werden. Temperatureinwirkungen, die durch die unsachgemäße Benutzung der Raumheizung sowie durch Einflüsse infolge betriebsbedingter und industrieller Nutzung entstehen, sind nicht abgedeckt. Die Temperaturverteilung über den Querschnitt ist von vielen Faktoren abhängig (geografische Lage, Intensität und Richtung der Sonneneinstrahlung, Windverhältnisse, Geometrie des Querschnitts, Ausbildung des Deckenaufbaus, Wärmeleitung und Wärmekapazität des Bauteils, Lage etwaiger Dämmschichten, physikalische Baustoffeigenschaften usw.) und ist in der Regel nichtlinear. Brandbedingte thermische Einwirkungen sind außergewöhnliche Einwirkungen, die separat zu betrachten sind. Der Temperaturgradient wird zweckmäßig gemäß Bild 4 in die folgenden drei Anteile zerlegt:

- einen konstanten Temperaturanteil (konstante Verteilung) ΔT_u ,
- einen linearen Temperaturunterschied (lineare Verteilung) ΔT_{My} ,
- einen nichtlinearen Temperaturunterschied (nichtlineare Verteilung) ΔT_E .

Der gleichmäßige Anteil der Temperaturänderung ΔT_u gibt die Differenz zwischen der mittleren Temperatur eines Bauteils zum betrachteten Zeitpunkt und seiner Anfangstemperatur T_0 an. Den linearen Anteil der Temperaturänderung ΔT_{My} stellt der mittlere Temperaturgradient multipliziert mit der Bauteil- oder Schichthöhe dar (Bild 4). Die vereinfachte Beschreibung über die Differenz der Oberflächentemperaturen ist nur gültig, wenn der nichtlineare Temperaturanteil symmetrisch zur Mittelebene des Querschnitts verläuft. Der lineare Temperaturanteil wird beispielsweise durch einseitige Wärmeeinwirkung oder einseitige Auskühlung hervorgerufen. Dieser ist im Hochbau insbesondere bei massigen Bauteilen wie Bodenplatten zu berücksichtigen. Für die übrigen Tragwerksteile ist sein Einfluss zu prüfen. Der nichtlineare Anteil der Temperaturänderung ΔT_E braucht bei der Schnittgrößenermittlung in der Regel nicht berücksichtigt zu wer-

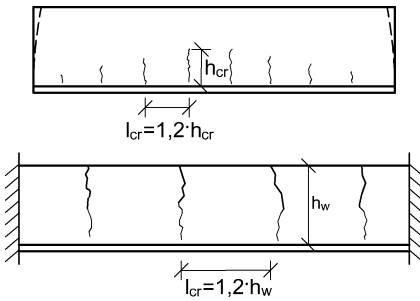


Bild 119. Oben Wand ohne Durchriss, unten Wand mit Durchriss

durch konzentriert angeordnete Bewehrungszulagen schmal gehalten werden können.

Das Verständnis von Rissbildung aus Zwang ist in der Planung von wasserundurchlässigen Stahlbetonbauwerken von großer Bedeutung. Bei der Wahl des Entwurfsgrundsatzes c) „Festlegung von Trennrissbreiten, in Kombination mit im Entwurf vorgesehenen planmäßigen Dichtmaßnahmen“ der WU-Richtlinie [151] werden in Wänden und Platten in regelmäßigen Abständen Elemente eingebaut, welche die Tragfähigkeit des Querschnitts planmäßig reduzieren und so bei Zwangsbeanspruchung rissauslösend wirken. Gleichzeitig haben diese Elemente eine abdichtende Wirkung. In der WU-Richtlinie [151] und im Zement-Merkblatt H11 [152] wird für diese Sollrissquerschnitte neben der Schwächung des Betons um ein Drittel auch eine Schwächung der durch die Fuge laufenden Bewehrung gefordert. Diese Regelung ist zu hinterfragen. Der Anteil der Stahlspannung an der Zugkraft eines Nettobetonquerschnitts mit 1 % Bewehrungsgrad beträgt beim Erreichen der Risskraft $N_{cr} = A_c \cdot f_{ctm} [1 + \rho \cdot (\alpha_s - 1)]$ etwa 6 %. Die Schwächung des Stahlquerschnitts hat demnach nur einen sehr geringen Einfluss auf die Risskraft. Der ungeschwächte Rest der Bewehrung ist nach der Rissbildung jedoch kaum in der Lage, eine Rissbreitenbeschränkung von 0,3 mm, wie sie aus Gründen der Dauerhaftigkeit bei WU-Wänden in den allermeisten Fällen gefordert ist, zu erreichen – daher auch der entsprechende Hinweis zur Dauerhaftigkeit in der WU-Richtlinie.

In Hochbauten dienen ausgedehnte Wände in den Untergeschossen oft der Verteilung der vertikalen Lasten und sind Teil des aussteifenden Systems. Eine Schwächung des Stahlquerschnitts kann in diesen Fällen die globale Tragfähigkeit beeinträchtigen. Lediglich bei sehr hohen Bewehrungsgraden kann eine Schwächung der Bewehrung an tragwerksplanerisch unbedenklichen Stellen angebracht sein.

7 Fugenlose Fassaden

In den folgenden Ausführungen werden die Einwirkungen, Hinweise für die Bemessung und die bautechnische Ausführung von fugenlosen Fassaden aus Konstruktionsbeton anhand von zwei Praxisbeispielen dargestellt.

7.1 Erweiterungsbau der Landesberufsschule für Gastgewerbe Savoy, Meran (I)

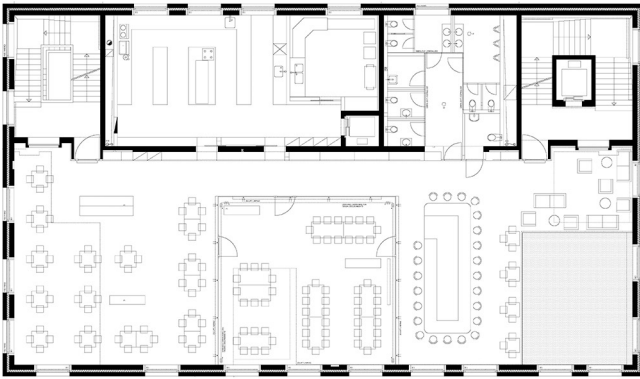
Das neu zu errichtende Gebäude mit fünf oberirdischen und zwei unterirdischen Geschossen stellt sich als Erweiterungsgebäude einer bereits bestehenden Landesberufsschule dar [153]. Neben dem sehr vielgestaltigen denkmalgeschützten Gebäude und in der relativ beengten Grundstückssituation wurde diese Bauaufgabe mit einem formal sehr zu rückhaltenden Baukörper interpretiert. Der neue Baukörper lehnt sich vom bestehenden Bestandsgebäude weg und wird nur mit einem leichten, transparenten Steg im 2. Obergeschoss verbunden. Die schrägen Fassadenflächen interpretieren die umliegenden Mansardendächer neu und lösen die durch die urbanen Rahmenbedingungen vorgegebene Blockhaftigkeit auf. Die Dachfläche wird als fünfte Fassade thematisiert. Die Grundrissabmessungen des Gebäudes variieren je nach Stockwerk aufgrund der geneigten Fassade und betragen beispielsweise im 2. OG $37 \text{ m} \times 21,5 \text{ m}$. Die Gesamthöhe des Gebäudes beträgt inkl. Kellergeschosse ca. 27,5 m.

Die Tragkonstruktion ist in Stahlbetonbauweise ausgeführt, wobei die „Hülle“ des Baukörpers aus leicht geneigten zweischaligen Stahlbetonwänden mit Kerndämmung besteht mit folgendem Aufbau: 25 cm tragende Stahlbetonwand im Inneren, 16 cm Kerndämmung, 20 cm Sichtbeton als Fassaden-Vorsetzschale, wobei durch Steuerung der Größe und Farbe der Zuschlagstoffe, durch Zugabe von Farbpigmenten und durch Behandlung der Betonoberfläche mittels „Stocken“ die gewünschte Oberflächenqualität erreicht wurde. Damit wartungsintensive Dehnfugenausbildungen entfallen, sind das Tragwerk und die Außenschale fugenlos ausgebildet. Das Gebäude ist in sich ausgesteift und erhält eine darübergestülpte Haut in mit hoher Handwerkskunst realisiertem Sichtbeton. Um das skulpturale und monolithische Erscheinungsbild zu betonen, wurde diese mit vielen Öffnungen ausgebildete Fassade über alle Gebäudekanten hinweg inkl. Dach fugenlos ausgebildet über einen maximalen Gesamtumfang im Grundriss von 117 m. Die Fassade wird damit Teil der Konstruktion des Tragwerks mit derselben Lebensdauer und sehr geringen Wartungs- und Instandhaltungskosten (Bild 120).

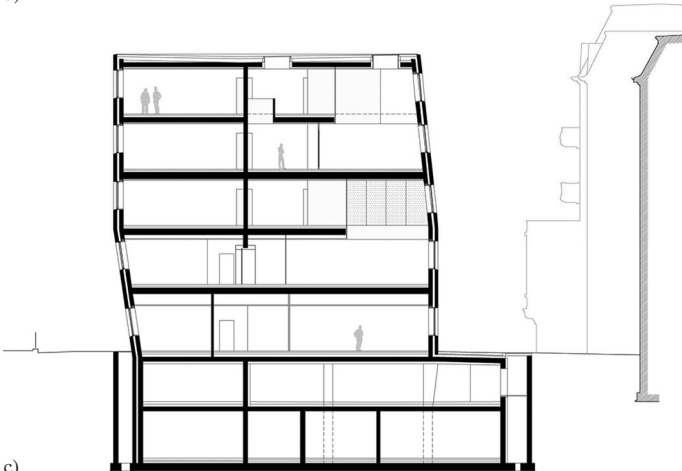
Die Sichtbetonfassaden wurden statisch-konstruktiv sorgfältig durchdetailliert. Der Bauausführung ging zeitlich eine ausreichende Phase der Arbeitsvorbe-



a)



b)



c)

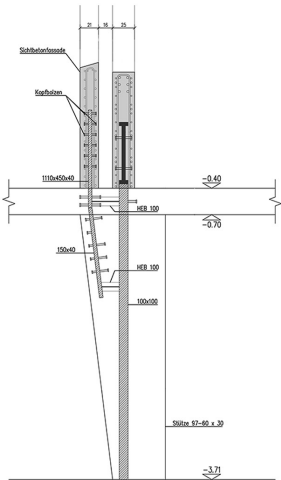
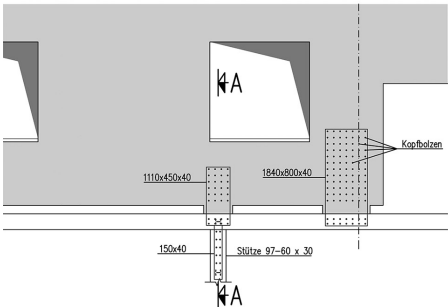
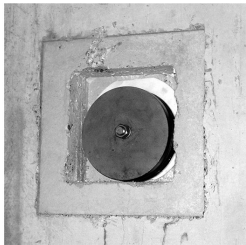
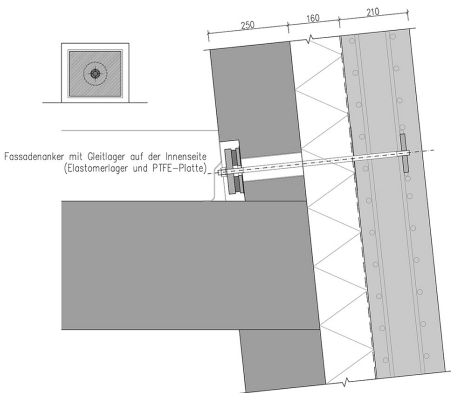
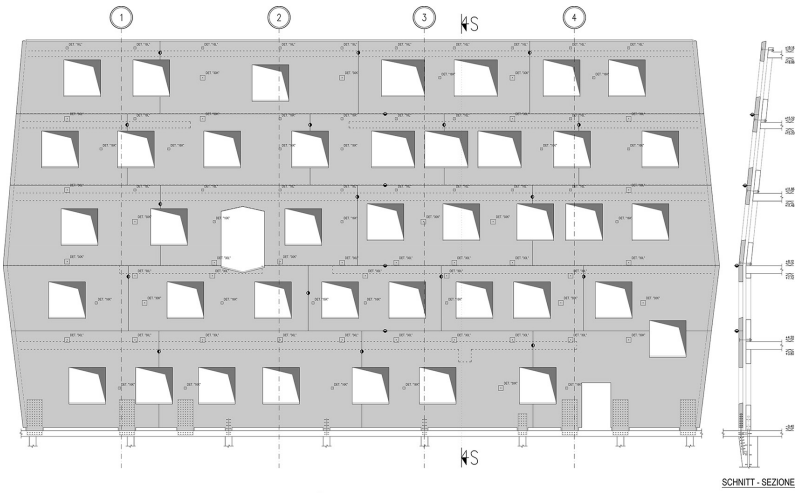
Bild 120. Erweiterungsbau der Landesberufsschule für Gastgewerbe Savoy; a) Ansichten, b) Grundriss und c) Gebäudequerschnitt

reitung voraus, in der eine möglichst schwindarme Betonrezeptur an Musterwänden erprobt wurde. Es kam ein Zement CEM III/A 32,5 N-LH mit niedriger Hydratationswärmeentwicklung zum Einsatz und ein Kalksteinbeton C30/37 XC4, XF1 mit einer geprüften geringen Temperaturdehnzahl α_T von ca. $7,5 \cdot 10^{-6}/K$ (lufttrocken gemessen) und einem vergleichsweise niedrigen gemessenen E-Modul $E_{cm} = 27000 \text{ N/mm}^2$. Als Kerndämmung wurden Wärmedämmplatten aus extrudiertem Polystyrolschaum (XPS) nach DIN EN 13164 mit definiertem Steifigkeitsverhalten eingebaut. Die Nachgiebigkeit dieser Wärmedämmplatten im Übergang zu den jeweiligen seitlichen Fassadenflächen überdeck waren ein entscheidender Parameter für die zu erwartende Größe des zentrischen Zwangs, die Auslegung des Bewehrungsgehalts und die Berechnung der Rissbreiten in Längsrichtung der Wände. Die Fassade steht auf der Fundamentplatte bzw. auf der Untergerüstschossecke unverschieblich auf. Quer zur Wandebene wird die Fassadenfläche über Zuganker mit der tragenden Innenwand verbunden. Die Zuganker bestehen aus M16- bis M30-Gewindestangen. Die Fassadenanker aus nichtrostendem Stahl halten die Fassade gegen Verformungen aus der Ebene infolge ungleichmäßiger Temperatur über die Wanddicke. Die Anker sind so ausgebildet, dass die Verformungen in Fassadenebene möglich sind und somit infolge gleichmäßigen Temperaturänderungen vernachlässigbare Zwangsspannungen auftreten. Alle Fassadenanker sind als Gleitlager ausgebildet und in Nischen der tragenden Wandscheibe platziert. Das feste Lager ist in der Sichtbetonfassade einbetoniert als eine auf die Ankerstange aufgeschraubte Stahlplatte. Die Zuganker werden jeweils auf der Höhe des Bodenaufbaus und auf halber Geschosshöhe eingebaut. Bild 121 zeigt die Verteilung der Anker an den Fassadenflächen. Zur Vermeidung eines ungewollten Verbunds und Verkrallens zwischen den steifen Wärmedämmplatten und dem Frischbeton der Fassaden wurde dazwischen eine 1-lagige PE-Folie als Trennlage eingelegt. Aus bauphysikalischen Gründen steht die Fassade auf der Untergerüstschossecke punktuell auf. Die starre Lagerung am Wandfuß führt naturgemäß zu Zwangskräften in den Wänden, welche stahlbaumäßig abgeleitet werden. Punktuell wurden bis zu 1000 kN an horizontaler Zwangkraft in die Fassadenauftandskonstruktion der Decke über Untergerüstschoss und der Bodenplatte eingeleitet (Bild 121). Für die Bemessung der Wände wurde eine gleichmäßige Temperaturänderung von $\pm 35^\circ\text{C}$ angesetzt. Die Berechnung der Rissbreiten erfolgte mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Programm ATENA (Computer Program for nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures). Die maximale rechnerische Rissbreite wurde mit 0,20 mm festgelegt. Die starre Lagerung an den Wandfüßen wurde notwendig, um nicht kontrollierbare differenzielle Verschiebungen zwischen beiden Wandscheiben an den Fensteran-

schlüssen zu vermeiden, und generell, um die Verformungen im Hinblick auf die fixe Befestigung der Glas- und Fensteranschlüsse an der inneren Tragwand, nicht an der Sichtbetonfassade, im verträglichen vom Stahl-Glas-Fassadengewerk vorgegebenen Ausmaß von $\pm 6 \text{ mm}$ zu halten. Die Fenster- und Glasanschlüsse wurden auf dieses Maß hin detailliert und ausgelegt.

7.2 Neubau Forschungszentrum und Fachschule, Laimburg | Pfatten (I)

Der Neubau im öffentlichen Interesse, welcher an die bekannte Gutsverwaltung Laimburg angrenzt, sollte für die Erweiterung dieser Forschungseinrichtung genutzt werden. Die Planaufgabe bestand darin, geeignete Räumlichkeiten für die deutsche Fachschule für Obst-, Wein-, und Gartenbau, die italienische Fachschule für Landwirtschaft, das Versuchszentrum Laimburg, die Freie Universität Bozen und für die Gutsverwaltung Laimburg, zu schaffen. Die Architektursprache dieses Neubaus für ein Forschungszentrum ist eine einheitliche mit wenigen verschiedenen Materialien: der gegossene, sichtbar belassene Beton als Wand, Boden und Decke, viel Glas für die Fassade und Holzwerkstoffe für den Innenausbau. Ein besonderes Augenmerk wurde auf einen ressourceneffizienten Einsatz der zur Verfügung stehenden Rohstoffe gelegt. Der geplante Gebäudekomplex schneidet im nördlichen Bereich ca. 10 m horizontal und knapp 16 m vertikal in einen Felskörper ein. Das Tragwerk wird in Stahlbeton ausgeführt, bestehend aus Flachdecken, tragenden Stahlbetonwandscheiben und einer zweischaligen, tragenden Außenhülle in Sichtbeton. Der Riegel an der Südseite wird durch die Abnahme von Osten nach Westen von vier Geschosshöhen auf eine Geschosshöhe mit seiner räumlichen tragenden Funktion zum Schweben gebracht. Der gesamte Gebäudeumfang erhält eine zweischalige Außenwand mit innenliegender tragender 25 bis 30 cm dicken Wandscheibe, 16 cm Kerndämmung und einer außenliegenden, monolithischen, fugenlosen oberflächenbearbeiteten 20 cm dicken Ortbetonfassade aus örtlich vorhandenen rötlichen Quarzporphyrzuschlägen aus dem Felsabtrag der Baugrube. Die Sichtflächen der Betonfassade wurden über Hochdruckwasserstrahlen bearbeitet, um die Körnung der Zuschläge aus dem vom Felsabtrag gewonnenen Bozner Quarzporphyr freizulegen. Dabei wurden im Mittel 2 cm abgetragen und die Wanddicke von den hergestellten 22 cm auf 20 cm reduziert. Da Sandstrahlen bekanntlich zur Aufweitung vorhandener Rissflanken neigt, musste diese Art der Oberflächenbearbeitung ausgeschlossen werden. Aufgrund der bemerkenswerten rötlichen Farbe und der Textur des freigelegten Steins ergibt sich ein beeindruckendes architektonisches Erscheinungsbild, das die lokal anstehenden natürlichen Materialien der Felsformationen widerspiegelt (Bild 122).



SCHNITT A-A 1:20

Bild 121. Fassadenanker und Fassadenauflandskonstruktion