

Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton

**Vom Promotionsausschuss der Abteilung
Bauingenieurwesen
des Fachbereichs D der Bergischen Universität Wuppertal
angenommene Dissertation**

zur

**Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

von

Julia Stracke

aus Wuppertal

Tag der Einreichung: 28. April 2005

Tag der mündlichen Prüfung: 27. September 2005

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. M. Held Bergische Universität Wuppertal

Univ.-Prof. Dr.-Ing. E. Fehling Universität Kassel

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ.-Prof. Dr.-Ing. G. Pegels

Diese Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20050498

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3A468-20050498>]

Kurzfassung

Der Einsatz von Flachdecken im Stahlbeton-Hochbau verbindet die Vorteile eines schnellen Baufortschrittes bei geringem Schalungsaufwand mit der Möglichkeit optimaler und flexibler Raumnutzung über die gesamte Nutzungsdauer eines Bauwerks. Bei einer solchen Bauweise liegt der Anteil der Decken an der Gesamtbetonkubatur zwischen 50 % und 60 %. Entsprechend groß ist der Anteil der Decken am Gesamteigengewicht der Konstruktion. Konstruktions-Leichtbeton zeichnet sich durch eine gegenüber dem Normalbeton um bis zu 54 % geringere Rohdichte bei vergleichbarer Festigkeit aus. Eine Ausführung der Flachdecken in Leichtbeton kann das Gesamteigengewicht der Konstruktion um bis zu 30 % verringern.

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Bemessung und der Ausführung von Leichtbetonflachdecken im Hinblick auf Umsetzbarkeit und Wirtschaftlichkeit. Als Grundlage wird die aktuelle deutsche und europäische Normung, sowie entsprechende Entwürfe für die zukünftige Normung herangezogen. Auf der Basis experimenteller und rechnerischer Untersuchungen werden mögliche Problemstellungen hergeleitet und entsprechende Lösungsansätze entwickelt. Schwerpunktthemen bilden das Verhalten von Leichtbeton unter Brandbeanspruchung, das Verformungsverhalten von Leichtbeton, die Pumpbarkeit, die Durchstanztragfähigkeit und die Auswirkungen des Einsatzes von Leichtbeton auf die Stabilität des Gesamtgebäudes. Darüber hinaus werden alternative Ausführungsmöglichkeiten für Leichtbetondeckensysteme (Elementdecken, Hohlkörperdecken, Hybriddecken) untersucht.

Die Ergebnisse zeigen einerseits, dass massive Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton dem aktuellen Stand der Technik entsprechend bemessen und ausgeführt werden können. Andererseits wird deutlich, dass sowohl die Betontechnologie als auch die Normung in wesentlichen Punkten weiterentwickelt werden sollte. Wirtschaftliche Vorteile durch eine eventuell mögliche Reduzierung der Deckendicke bzw. der Bewehrungsmenge oder eine Erhöhung der Spannweiten können durch den Einsatz von massiven Leichtbetondecken aufgrund der Durchbiegungen und der Durchstanzproblematik in der Regel nicht erreicht werden. Werden Hohlkörperdeckensysteme mit Leichtbeton kombiniert, ist die Ausführung deutlich schlanker Flachdecken möglich. Als äußerst leistungsfähige Lösung wird für Spannweiten bis zu 10 m eine kombinierte Hohlkörper-Hybriddecke vorgeschlagen, bei der die Feldbereiche in gewichtssparendem Leichtbeton mit Hohlkörpern und die Stützenbereiche in Normalbeton mit hoher Durchstanztragfähigkeit hergestellt werden.

Sowohl die Sicherstellung des Brandschutzes als auch die der Pumpbarkeit erfordern weiterführende betontechnologische Maßnahmen. Diese Maßnahmen so-

wie der hohe Materialpreis des Konstruktions-Leichtbetons führen dazu, dass der Konstruktions-Leichtbeton unter wirtschaftlichen Aspekten nicht mit dem Normalbeton konkurrieren kann. Unter dem Aspekt der grundsätzlichen Umsetzbarkeit eines Bauvorhabens ist der Einsatz von Konstruktions-Leichtbeton für Flachdecken durchaus attraktiv. Dies gilt für Anwendungen wie Aufstockungen oder Bauwerke auf wenig tragfähigem Baugrund. Weiterhin zeigen die Ergebnisse, dass der Einsatz von Leichtbetonflachdecken für Bauvorhaben in erdbebengefährdeten Gebieten empfehlenswert sein kann.

Abstract

The use of flat slabs in building constructions connects the advantages of a fast building progress with low formwork expenditure to the possibility of optimal and flexible space use over the entire service life of a building. Executing this building method the portion of the slabs of the entire concrete cubature of a construction is 50 % to 60 %. Accordingly large is the portion of the slabs of the total dead weight of a construction. Structural lightweight aggregate concrete (SLWAC) is characterised by a density up to 54 % lower than that of normal concrete at comparable strength. Executing flat slabs using SLWAC reduces the total dead weight of the construction down to 60 %.

The present work deals with the design and the practical execution of SLWAC flat slabs with regard to feasibility and cost effectiveness, based on the current German and European codes as well as on the drafts for future codes. From analysing both experimental and calculational investigations problematic aspects are derived and appropriate solutions are developed. Special focuses are the behaviour of SLWAC under fire exposure, the deformation sensitivity of SLWAC, the pumpability, the punching resistance and the influence of the SLWAC flat slabs on the stability of the entire building. Additional alternative applications are examined as lattice girder slabs, hollow slabs and hybrid slabs.

The results show that massive SLWAC flat slabs can be designed and executed according to the current state of technology. Furthermore, it becomes clear that the concrete technology as well as the standardization should be improved in essential points. Due to the deformation sensitivity and the low punching resistance economic advantages, caused by a reduction of the slab thickness or of the reinforcement amount or by a rise of the spans, cannot be reached by the application of massive SLWAC slabs as a rule. The execution of hollow slabs with SLWAC enables a higher slenderness for flat slabs. For spans up to 10 m a combined hollow-hybrid slab is suggested as a very high-capacity solution. Here weight-saving SLWAC with integrated hollow bodies is used for the field areas and normal concrete with high punching resistance is used for the supporting areas.

To ensure fire protection and pumpability further concrete-technological methods are required. These methods as well as the high material price of SLWAC lead to the fact that SLWAC cannot compete with normal concrete under economic aspects. Under the aspect of the basic feasibility of a building project the use of SLWAC is absolutely suggestive for flat slabs. This counts to applications like heightening or buildings on less load-carrying building ground. Furthermore the results show that the application of SLWAC flat slabs can be recommended for building projects in earthquake-threatened areas.

Zeichenerklärung

Bezeichnungen gemäß DIN 1045-1 (07.2001)

LC	Konstruktionsleichtbeton mit geschlossenem Gefüge bis zur Festigkeitsklasse $C \leq 50/55$
NC	Normalbeton bis zur Festigkeitsklasse $C \leq 50/60$
PPF	Polypropylen-Fasern
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State)
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State)
A_s, a_s	Querschnitt der Bewehrung
d	statische Nutzhöhe
d_1	Abstand der Biegezuglängsbewehrung zum gezogenen Rand
d_2	Abstand der Biegedrucklängsbewehrung zum gedrückten Rand
E	Elastizitätsmodul
f	Festigkeit; Durchbiegung; Feuchtegehalt
f_c	Druckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons
g	Flächenlast aus ständigen Einwirkungen
h	Querschnittshöhe
M	Moment
M_{FS}^F	Feldmoment im Feldstreifen
M_{FS}^S	Stützmoment im Feldstreifen
M_{GS}^F	Feldmoment im Gurtstreifen
M_{GS}^S	Stützmoment im Gurtstreifen
p, q	Flächenlast aus veränderlichen Einwirkungen
r	Flächenlast aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen
V_{Ed}	einwirkende Durchstanzlast, Stützenauflagerkraft
$V_{Rd,ct}$	Durchstanztragfähigkeit einer Platte ohne Durchstanzbewehrung
$V_{Rd,max}$	Durchstanztragfähigkeit einer Platte mit Durchstanzbewehrung
T	Temperatur; Schwingungsdauer
α	Dauerstandsbeiwert
α_T	Temperaturdehnzahl
δ_P	betonbezogene Durchstanztragfähigkeit
ε_c	Betondehnung bei Erreichen der Höchstlast
ε_u	Betonbruchdehnung
ε_{cs}	Schwindmaß

φ	Kriechzahl; Winkel der Schiefstellung zur Berücksichtigung von Imperfektionen
γ	Teilsicherheitsbeiwert; Wichte
η_E, η_1	Beiwerte nach DIN 1045-1 zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Leichtbeton
η_L	Lastfaktor
η_S	Steifigkeits-Faktor
ν	Querdehnzahl
ρ	Trockenrohddichte des Betons
ρ_1, μ	Biegelängsbewehrungsgrad
Index c	betonbezogene Größe
Index d	Bemessungswert
Index k	charakteristischer Wert
Index s	betonstahlbezogene Größe

Inhaltsverzeichnis

1	Motivation zum Einsatz von Konstruktions-Leichtbeton für Flachdecken	1
2	Allgemeine Grundlagen zu Konstruktions-Leichtbeton	5
2.1	Mischungsentwurf und Herstellung	6
2.2	Materialeigenschaften	10
2.2.1	Charakteristika des Trag- und Bruchverhaltens von Leichtbeton	10
2.2.2	Festigkeiten von Leichtbeton	13
2.2.3	Rotationsfähigkeit und Duktilität	16
2.2.4	Kraftübertragung über Risse und Rissverzahnung	18
2.3	Bemessungsregeln für Leichtbeton	21
3	Flachdecken aus Leichtbeton unter Brandbeanspruchung	25
3.1	Leichtbeton unter Brandbeanspruchung	25
3.2	Normalbetondecken unter Brandbeanspruchung	30
3.2.1	Verhalten von liniengelagerten Deckensystemen unter Brand	31
3.2.2	Verhalten von Flachdecken unter Brand	31
3.3	Leichtbetonflachdecken unter Brandbeanspruchung	32
3.4	Rechnerische Untersuchung einer Leichtbetondecke unter Brandbelastung	34
3.5	Normung	38
3.5.1	DIN 4102 Teil 4	38
3.5.2	Eurocode	39
3.6	Einsatz von Polypropylen-Fasern	41
3.7	Zusammenfassung und Lösungsansätze	45
4	Durchbiegung von Flachdecken aus Leichtbeton	47
4.1	Allgemeines	47
4.2	Einflussparameter	48
4.3	Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Durchbiegungen	52
4.4	Beispiel Einfeldplatte	56

4.4.1	Systembeschreibung und Eingangswerte	56
4.4.2	Variationen	58
4.4.3	Ergebnisse	60
4.5	Beispiel Flachdecke	65
4.5.1	Systembeschreibung und Eingangswerte	65
4.5.2	Variationen	66
4.5.3	Ergebnisse	66
4.6	Normung	67
4.7	Zusammenfassung	71
5	Pumpbarkeit von Leichtbeton	73
5.1	Problemstellung	73
5.2	Einflussparameter auf die Pumpbarkeit	74
5.3	Lösungsansätze und Empfehlungen für pumpbaren Leichtbeton . .	79
5.4	Beispiele für erfolgreichen Einsatz von Pumpleichtbeton	80
5.5	Zusammenfassung	83
6	Durchstanzen	85
6.1	Grundlagen zum Durchstanzen	85
6.2	Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zur Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit	89
6.3	Einflussparameter auf das Durchstanzen	96
6.4	Vergleichende Durchstanzbetrachtung Leichtbeton - Normalbeton .	101
6.4.1	Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung	101
6.4.2	Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung	110
6.5	Zusammenfassung	114
7	Aussteifung, Stabilität und Lagesicherheit	117
7.1	Nachweis der Stabilität des Gesamttragwerkes	118
7.2	Nachweis der zulässigen Ausmitte der resultierenden Kraft in der Sohlfläche	119
7.3	Nachweis der Wandscheiben unter Windbeanspruchung	128
7.4	Sicherheit gegen Aufschwimmen	131
7.5	Gleitsicherheit	133
7.6	Nachweis der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben	133
7.7	Möglichkeiten und Auswirkungen der Querschnittsreduzierungen vertikaler Bauteile	139
7.7.1	Vertikale nicht aussteifende Bauteile	139
7.7.2	Vertikal aussteifende Bauteile	140
7.8	Schlussfolgerungen	142

8	Alternative Ausführungsmöglichkeiten für Flachdecken aus Leichtbeton	145
8.1	Elementdecken	145
8.2	Hohlkörper-Decken	151
8.3	Hybriddecken	157
8.4	Einsatzspektren der verschiedener Deckensysteme	159
9	Zusammenfassung, Empfehlungen und Ausblick	163
9.1	Stellungnahme zu den Bemessungsregeln nach DIN 1045-1 für Leichtbeton	163
9.2	Zusammenfassung und Ausblick	166

Kapitel 1

Motivation zum Einsatz von Konstruktions-Leichtbeton für Flachdecken

In den letzten Jahren hat der Einsatz von Flachdecken im Stahlbeton-Hochbau (Büro-, Verwaltungs-, Wohnhäuser etc.) zunehmend an Bedeutung gewonnen. Diese Bauweise ermöglicht eine glatte, nur durch die Stützen unterbrochene Deckenunterseite, die nicht durch Unterzüge vorstrukturiert ist. Dadurch gewinnt der Nutzer eine größere Flexibilität im Hinblick auf die Raumaufteilung, auf die Installation der Haustechnik und für spätere Umbaumaßnahmen. Für die Ausführung bedeutet der Einsatz von Flachdecken einen geringen Schalungsaufwand und einen schnellen Baufortschritt. Durch den Einsatz von Elementdecken kann der Bauablauf zusätzlich optimiert werden.

Nachteile der Flachdecke sind ihre hohe Verformungsempfindlichkeit, die Durchstanzproblematik und, je nach gewähltem Beton, die Notwendigkeit eines brandschutztechnischen Gutachtens. Denn sowohl in der alten Brandschutz-Normengeneration (DIN 4102 Teil 4 [4]) als auch in dem Entwurf der zukünftigen Brandschutz-Norm (DIN V ENV 1992-1-2 [6]) sind Flachdecken aus Leichtbeton nicht eingeschlossen.

Decken weisen im Hochbau einen großen Anteil an der Gesamtkubatur des Betons (etwa 50 % bis 60 %) und dementsprechend auch am Gesamteigengewicht der Konstruktion auf. Eine Ausführung der Decken in Konstruktions-Leichtbeton führt zu einer deutlichen Reduzierung des Gesamteigengewichtes eines Gebäudes. Insbesondere im Hinblick auf die unterstützenden Bauteile und die Gründungen kann hier eine sehr wirtschaftliche Lösung entstehen.

KAPITEL 1. MOTIVATION ZUM EINSATZ VON KONSTRUKTIONS-LEICHTBETON FÜR FLACHDECKEN

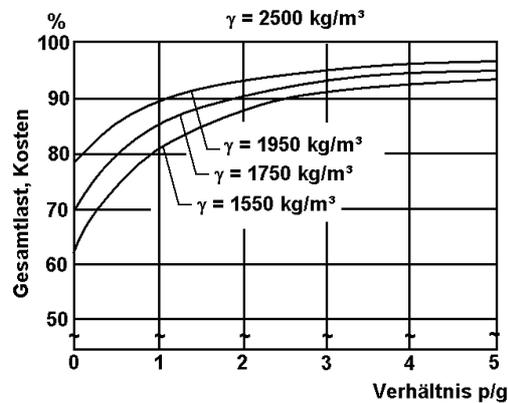


Abb. 1.1: Gesamtkosten von querschnittsgleichen Ingenieurbauten in Normalbeton und Leichtbeton nach [29]

Die Motivation zum Einsatz von Leichtbeton für Flachdecken lässt sich in zwei Aspekte gliedern:

- Das geringe Eigengewicht führt im Hochbau zu einer Gewichtsersparnis der Gesamtkonstruktion von bis zu 35 %. Dies wirkt sich kostenmindernd auf die Querschnittsabmessungen und die Bewehrungen der unterstützenden und lastabtragenden Bauteile, auf die Gründungen, auf die Schalungen und auf die im Bauzustand erforderlichen Rüstungen aus. Dieser Vorteil wird umso größer, je geringer der Anteil der Verkehrslasten an der Gesamtlast ist (vgl. Abb. 1.1).
- Der Einsatz von Leichtbeton ermöglicht häufig erst die Machbarkeit, z. B.:
 - bei schlechtem Baugrund,
 - beim Bauen im Bestand,
 - bei Aufstockungen,
 - bei beengten Raumverhältnissen (kleinere erforderliche Querschnitte),
 - bei der Umsetzung besonderer architektonischer Konzepte.

Andererseits ist bei der Planung von Leichtbetonflachdecken auf folgende Punkte besonderes Augenmerk zu richten, weil hier spezielle Leichtbetoneigenschaften zu einem ungünstigen Verhalten führen können:

- der Brandschutz,
- die Verformungen,

-
- die Pumpbarkeit,
 - die Durchstanztragfähigkeit,
 - die Auswirkung des geringen Eigengewichtes auf die Gebäudeaussteifung.

Zielsetzung der vorliegenden Arbeit ist, die Bemessung und die Ausführung von Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton im Hinblick auf Umsetzbarkeit und Wirtschaftlichkeit zu untersuchen. Als Grundlage hierfür werden die aktuelle deutsche und europäische Normung sowie entsprechende Entwürfe für die zukünftige Normung herangezogen.

Zunächst werden im folgenden Kapitel die allgemeinen Grundlagen zu Konstruktions-Leichtbeton zusammengestellt, die zum Verständnis der vorliegenden Problematik entscheidend sind. In den anschließenden Kapiteln 3 bis 7 werden die Ursachen vorgenannter Problemstellungen (Brandschutz, Verformungen, usw.) hergeleitet, entsprechende Lösungsansätze entwickelt und daraus resultierende Empfehlungen gegeben.

Im Kapitel 8 werden die Möglichkeiten untersucht, Halfertigteil-Deckensysteme (Elementdecken) und Hohlkörperdecken mit Leichtbeton zu kombinieren, oder hybride Beton-Flachdecken mit Leichtbeton im Feldbereich und Normalbeton im Durchstanzbereich auszuführen. Im letzten Kapitel ist zusammenfassend zu untersuchen, inwieweit trotz eventuell erforderlicher einschränkender Maßnahmen bei Leichtbetonflachdecken die Vorteile des Leichtbetons erhalten bleiben. Ist der Einsatz von Leichtbeton für Flachdecken unter Berücksichtigung aller Faktoren tatsächlich wirtschaftlich, oder kann er ggf. die Umsetzbarkeit eines Bauvorhabens sicherstellen?

*KAPITEL 1. MOTIVATION ZUM EINSATZ VON
KONSTRUKTIONS-LEICHTBETON FÜR FLACHDECKEN*

Kapitel 2

Allgemeine Grundlagen zu Konstruktions-Leichtbeton

Es werden im Wesentlichen zwei Arten von Leichtbeton unterschieden: der Konstruktions-Leichtbeton und der haufwerksporige Leichtbeton. Der Konstruktions-Leichtbeton zeichnet sich durch ein geschlossenes Gefüge aus, wie es vom Normalbeton bekannt ist. Die geringere Rohdichte und die damit verbundene Gewichtersparnis resultieren aus dem Einsatz poriger Leichtzuschläge.

Der haufwerksporige Leichtbeton kann mit porigen oder dichten Zuschlägen hergestellt werden. Hier verbleiben im Festbeton Hohlräume zwischen den Körnern, die zu einer geringeren Betonrohichte führen. Gleichzeitig vermindert das haufwerksporige Gefüge die Betonfestigkeit. Deswegen findet diese Leichtbetonsorte ihren Einsatz bei Bauteilen mit geringen Festigkeitsanforderungen, wie z. B. bei Wänden im Wohnungsbau. Hier bietet sich die Verwendung von Leichtbeton zudem aufgrund seiner guten Wärmedämmung an.

Beim Einsatz von Konstruktions-Leichtbeton müssen trotz geringer Rohdichte keine Einbußen im Bereich der Festigkeit in Kauf genommen werden. In DIN 1045-1 [2] sind für Konstruktions-Leichtbeton Betonwürfeldruckfestigkeiten bis 60 N/mm^2 geregelt.

Verwendung finden sowohl natürliche als auch künstlich hergestellte Zuschlagsarten. Man unterscheidet dabei geschlossen-porige (z. B. Blähschiefer), teilweise offen-porige (z. B. Blähton) und offen-porige (z. B. gesinterte Flugasche) Zuschläge. Abb. 2.1 zeigt Beispiele für die genannten Zuschlagsarten von außen und im Schnitt. In Europa wird überwiegend Blähton als Zuschlag für Konstruktions-Leichtbeton eingesetzt.

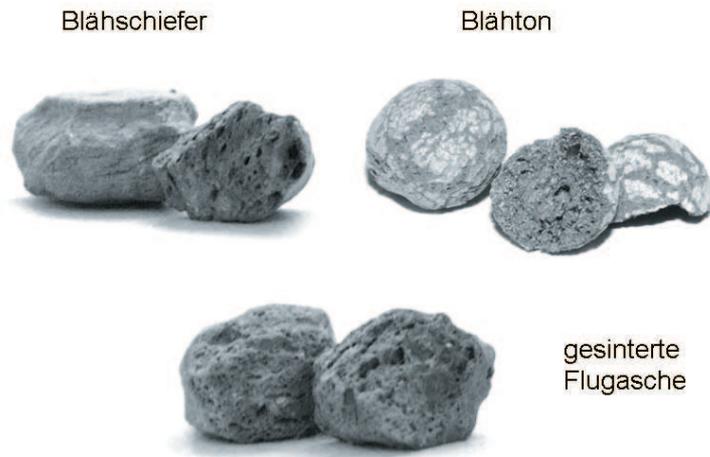


Abb. 2.1: Leichtbetonzuschläge von außen und im Schnitt

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird ausschließlich Konstruktions-Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge untersucht. Vereinfachend wird dieser im Folgenden nur als Leichtbeton (LC) bezeichnet. Als Vergleichsgrundlage und Maßstab werden die Eigenschaften von Normalbeton mit einer Zylinderdruckfestigkeit bis zu 50 N/mm^2 , d. h. bis zu einer Festigkeitsklasse C 50/60, herangezogen. Dieser Beton wird im Folgenden vereinfachend als Normalbeton (NC) bezeichnet. Hochfeste Betone werden explizit als solche benannt und fallen nicht unter den Begriff Normalbeton.

2.1 Mischungsentwurf und Herstellung

In Tab. 2.1 wird ein typischer Mischungsentwurf für einen Leichtbeton wiedergegeben. Beim Mischungsentwurf ergeben sich im Vergleich zum Normalbeton zwei wesentliche Unterschiede: Zum einen gibt es bei Leichtbeton neben der geforderten Festigkeitsklasse als weitere Anforderung die geforderte Rohdichteklasse. Zum anderen weisen Leichtbetonzuschläge eine höhere Wasseraufnahmefähigkeit als Normalbetonzuschläge auf. Dies hat Auswirkungen auf die erforderliche Wassermenge und den wirksamen Wasserbindemittelwert.

Rohdichteklasse:

Gemäß DIN 1045-1 sind Leichtbetone in Rohdichteklassen nach Tab. 2.2 eingeteilt. Zur Bestimmung der Baustoffeigenschaften darf nach [25] näherungsweise der Mittelwert der angegebenen Spanne angesetzt werden. Der Wert der Wichte für die Lastermittlung ergibt sich aus dem oberen Wert der Trockenrohddichte zzgl. 50 kg/m^3 zur Berücksichtigung des Restfeuchtegehaltes in den porigen

2.1. MISCHUNGSENTWURF UND HERSTELLUNG

Betonfestigkeitsklasse:	LC 40/44
Rohdichteklasse:	D 1.4
Zementart:	CEM I 52,5 R
Zementgehalt:	380 kg/m ³
Wassergehalt:	230 kg/m ³
(ohne Saugwasser)	
Wassergehalt des Zuschlags:	69 kg/m ³
Leichtsand 0/4:	200 l/m ³
Liapor-Blähton 4/8:	400 l/m ³
Silikastaub:	40 kg/m ³
Steinkohlenflugasche:	40 kg/m ³
Fließmittel:	11,7 l/m ³

Tab. 2.1: Mischungsentwurf eines Leichtbetons (Kai Center Düsseldorf, 1995) [26]

		Rohdichteklasse					
		D 1.0	D 1.2	D 1.4	D 1.6	D 1.8	D 2.0
Rechenwert ρ der Trockenrohddichte zur Bestimmung der Baustoffeigenschaften in kg/m ³		801	1001	1201	1401	1601	1801
	bis	bis	bis	bis	bis	bis	bis
		1000	1200	1400	1600	1800	2000
charakteristischer Wert der Wichte zur Lastermittlung in kg/m ³	unbewehrter Leichtbeton	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	bewehrter Leichtbeton	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Tab. 2.2: Rohdichteklassen nach DIN 1045-1 [2]

Zuschlägen. Diese Beaufschlagung der Trockenrohddichte ist notwendig, da die Restfeuchte in Leichtbetonbauteilen i. d. R. größer als die in Normalbetonbauteilen ist. Erfahrungen beim Einsatz von Leichtbeton beim Bau des Kai Centers in Düsseldorf zeigen, dass dieser Ansatz auf der unsicheren Seite liegen kann: Es kam ein LC 35/45 (Bezeichnung nach EC2, Teil 1-4, 1994) unter Verwendung von Liapor-Blähton und Zugabe von Silikastaub mit einer Trockenrohddichte von $\rho = 1310 \text{ kg/m}^3$ zum Einsatz. Nach 90 Tagen lag die vorhandene Rohddichte bedingt durch die Restfeuchte ca. 200 kg/m^3 über der Trockenrohddichte [26].

Für Bewehrungseinlagen sind, wie bei Normalbeton, zusätzlich 100 kg/m^3 anzusetzen.

Nach DIN 1045-1 sind Trockenrohddichten unter 800 kg/m^3 nicht zulässig, Trockenrohddichten über 2000 kg/m^3 fallen in den Bereich des Normalbetons.

Wasseraufnahmevermögen der Zuschläge:

Aufgrund ihrer porösen Struktur (vgl. Abb. 2.1) besitzen Leichtzuschläge ein hohes Wasseraufnahmevermögen. Während der Herstellung saugen die Zuschläge Wasser auf und entziehen es damit dem Zementleim. Dieser „Wasserverlust“ muss

in der Rezeptur berücksichtigt und durch entsprechende Maßnahmen ausgeglichen werden.

Es werden unterschieden:

- Das **wirksame Wasser W_w** ist maßgeblich für die Festbetoneigenschaften Korrosionsschutz, Wasserundurchlässigkeit und Frostwiderstand. Nur W_w steht zur Hydratation des Zements zur Verfügung. Im Gegensatz zum Normalbeton kann die erforderliche Menge wirksamen Wassers beim Leichtbeton nicht allein mit Hilfe der Betondruckfestigkeit und des Zements (Walz-Kurven) bestimmt werden. Zusätzlich müssen die Kornrohddichte, die Matrixdruckfestigkeit und die Sandrohddichte berücksichtigt werden. *Faust* stellt in [30] entsprechende Nomogramme zur Verfügung.
- Das **zusätzliche Wasser W_{zus}** ist das Saugwasser, welches von den trockenen oder haldenfeuchten Zuschlägen bei 30-minütiger Lagerung aufgenommen wird. W_{zus} steht planmäßig nicht für den Hydratationsprozess zur Verfügung und wird beim Mischungsentwurf nicht als solches berücksichtigt.

Üblicherweise wird das zusätzliche Wasser W_{zus} den Zuschlägen zugeführt, indem die Zuschläge vorgehästet werden. Nähere Ausführungen hierzu finden sich im Kapitel zur Pumpbarkeit von Leichtbeton.

In diesem Zusammenhang ist als positiv zu erwähnen, dass feuchte Zuschläge das Wasser, welches in den Poren gespeichert ist, in Form einer inneren Nachbehandlung dem Zementleim nach und nach während des Abbindevorganges wieder zuführen können. Dies wirkt sich vor allem positiv auf die Festigkeit der Kontaktzone zwischen Zementmatrix und Zuschlag aus.

Da die Leichtzuschläge selten ofentrocken geliefert werden, sondern bereits vor dem Mischvorgang einen gewissen lagerungsabhängigen Wassergehalt aufweisen, und sich darüber hinaus je nach Zuschlagsart und Herstellung nicht nur in ihrem Wasseraufnahmeverhalten, sondern auch in ihrem Wasserabgabeverhalten stark unterscheiden, ist beim Betonentwurf eine genaue Vorhersage des letztendlich wirksamen Wassergehaltes und damit des effektiven w/z -Wertes nicht möglich.

Bei der **Zusammensetzung der Leichtzuschläge** ist zu bestimmen, ob ein Leichtbeton mit ausschließlich porigen Zuschlägen verwendet werden soll. Kommen für alle verwendeten Korngruppen Leichtzuschläge zum Einsatz, spricht man von einer Leichtsandmatrix. Im Gegensatz dazu bestehen bei Leichtbetonen mit Natursandmatrix die Korngruppen 2 mm und 4 mm aus geschlossenen Zuschlägen. Kombinationen von Leichtsandmatrix und Natursandmatrix sind ebenfalls möglich. Für die unteren Rohdichteklassen D 1.0 bis D 1.4 ist der Einsatz von Leichtsand notwendig.

Die Matrixwahl hat Auswirkungen auf die Leichtbetoneigenschaften. Je größer der Anteil an Leichtsand ist, desto ausgeprägter finden sich die für Leichtbeton typischen Materialeigenschaften wieder. Aber auch bei höheren Rohdichten, meist unter Einsatz von Natursand, lässt sich der Leichtbeton-Charakter durch die Dominanz der Leichtzuschläge der größeren Korngruppen an allen Materialeigenschaften ablesen.

Leichtbetone mit Natursandmatrizen kommen wegen des geringeren Materialpreises in etwa 90 % der Fälle zum Einsatz [30]. Ein Leichtbeton mit Natursandmatrix kostet etwa das 2-fache eines Normalbetons, während der Preis eines Leichtbetons mit Leichtsandmatrix das etwa 2,5-fache beträgt.

Für bestimmte Anwendungen, wie z. B. pumpbaren Leichtbeton oder Leichtbeton für hohe Brandbeanspruchungen, kann eine Reduzierung der Wasseraugfähigkeit durch eine hydrophobierende Beschichtung oder durch eine abdichtende Umhüllung sinnvoll sein. Dies wäre darüber hinaus der Durchbruch im Hinblick auf die Bestimmung des wirksamen Wasserbindemittelwertes von Leichtbetonmischungen. Eine solche Beschichtung oder Umhüllung muss abriebfest sein, darf den Kraftübertrag in der Kontaktzone zwischen Korn und Zementmatrix nicht stören, sollte die Zuschlagsrohddichte nicht wesentlich erhöhen und wirtschaftlich vertretbar sein.

Positive Erfahrungen auf dem Gebiet der zementgebundenen Umhüllungen können bei *Linsel* und *Müller* [62] nachgelesen werden. Untersuchungen im Bereich hydrophobierender Beschichtungen auf Wasserglas-Basis waren bislang wenig erfolgversprechend (s. S. 79 und [63]). Insgesamt gibt es nach dem derzeitigen Stand der Technik keine praxisgerechten und preisgünstigen Verfahren.

Der Transport, das Einbringen, das Verdichten und die Nachbehandlung von Leichtbeton erfordern speziell eingewiesenes Personal. Insgesamt weist dieser Bereich aber keine Schwierigkeiten auf. Auch die Herstellung selbstverdichtender Leichtbetone ist heutzutage möglich [36].

Im Hinblick auf die Pumpbarkeit von Leichtbeton wird an dieser Stelle lediglich auf das entsprechende Kapitel dieser Arbeit verwiesen.

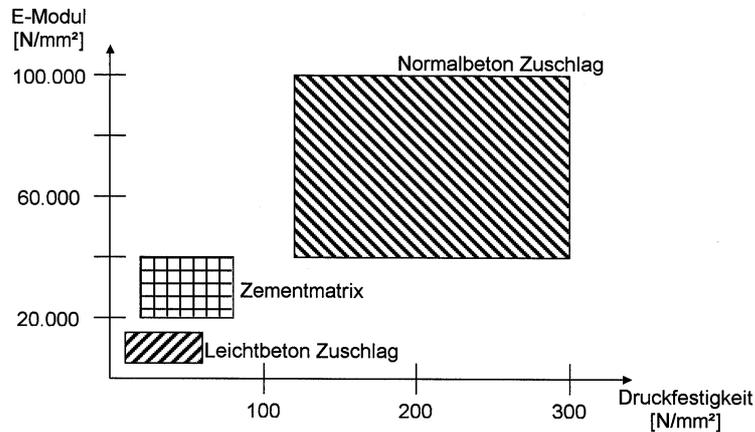


Abb. 2.2: E-Modul- und Druckfestigkeitsbereiche üblicher Zuschläge und Zementmatrizen

2.2 Materialeigenschaften

2.2.1 Charakteristika des Trag- und Bruchverhaltens von Leichtbeton

Normalbeton und Leichtbeton unterscheiden sich in ihrem Tragverhalten durch ein unterschiedliches Verhältnis der Zementmatrixsteifigkeit zur Zuschlagssteifigkeit (Abb. 2.2).

Bei Normalbeton besitzen die Zuschläge eine weitaus größere Festigkeit als die Matrix. Deswegen verlaufen die Druckkräfte hier innerhalb des Betongefüges von Zuschlagskorn zu Zuschlagskorn. Die Zementmatrix überträgt aufgrund ihrer geringeren Steifigkeit lediglich die Druckkräfte zwischen den Körnern. Es entstehen durch den dabei auftretenden Querspannung schon frühzeitig Risse in der Kontaktzone, die seitlich der Körner parallel zur Kraftrichtung verlaufen. Dabei wird die Kontaktzone zwischen Matrix und Zuschlagskorn durch den großen Steifigkeitsunterschied der beiden Komponenten stark beansprucht. Die kontinuierliche Rissbildung und der damit einhergehende Steifigkeitsverlust führen zu der bereits bei geringen Belastungen gekrümmten Arbeitslinie des Normalbetons (Abb. 2.3). Nach Überschreiten der maximal aufnehmbaren Spannung tritt ein Bruchriss auf, der infolge der hohen Steifigkeit der Zuschläge und der vorgeschädigten Kontaktzone um die Körner herum verläuft. Dies bewirkt eine hohe lokale Rauigkeit (Definition S. 18) im Riss mit guter Rissverzahnung (Abb. 2.4).

Im Leichtbeton sind die Verhältnisse umgekehrt: Aufgrund der inneren Nachbehandlung durch das im Korn gespeicherte Wasser, der Kornoberflächenrauigkeit

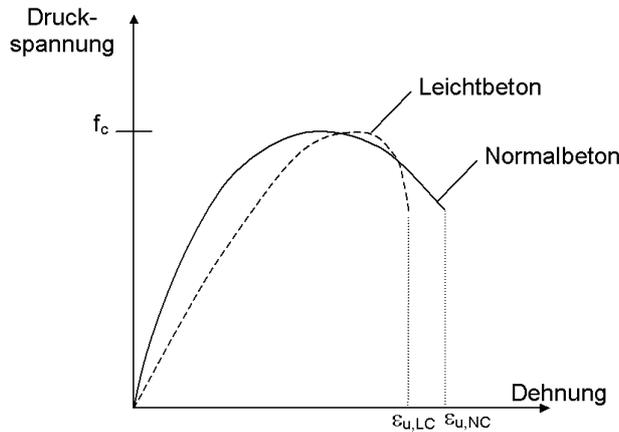


Abb. 2.3: Qualitative Spannungs-Dehnungsbeziehung von Leicht- und Normalbeton

und der Porosität der Körner, die Wasseransammlungen auf der Kornoberfläche, wie sie beim Normalbeton vorkommen, verhindert, ist der Verbund zwischen Matrix und Korn sehr gut. Die Wahl der Zementmatrix ist abhängig von der geforderten Betondruckfestigkeit. Im Regelfall kommt eine Hochleistungsmatrix zum Einsatz, die eine höhere Festigkeit besitzt als die Zuschlagskörner und damit auch als der Leichtbeton selbst. Dabei ist die Differenz der Festigkeiten von Matrix und Zuschlag geringer als im Normalbeton. Somit wird die ohnehin bessere Kontaktzone des Leichtbetons weniger beansprucht. Die Drucktrajektorien verlaufen in der Zementmatrix um die Zuschläge herum. Erste Risse in der Matrix entstehen bei Überschreitung der Matrixzugfestigkeit und im Vergleich zum Normalbeton erst bei deutlich höherer Druckbeanspruchung. Daher verläuft die Arbeitslinie des Leichtbetons im ansteigenden Ast wesentlich geradliniger als die des Normalbetons. Durch die Rissbildung in der Matrix müssen sich die Zugkräfte auf die Zuschläge umlagern. Ist deren Zugfestigkeit erreicht, versagt das Bauteil durch den für Leichtbeton charakteristischen Kornbruch: Die Risse verlaufen durch die weichen Zuschläge hindurch und hinterlassen eine Bruchfläche mit entsprechend geringer lokaler Rauigkeit.

Beim Einsatz einer sehr weichen Matrix oder bei Vorschädigung der Kontaktzone beispielsweise durch schlechte Frischbetonverarbeitung können auch andere Versagensformen auftreten [24].

Insgesamt zeichnet sich das Versagen des Leichtbetons gegenüber dem des Normalbetons durch eine größere Sprödigkeit aus. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Leichtbeton die im Bauteil gespeicherte Energie bzw. lokale Spannungsspitzen in geringerem Maße durch eine kontinuierliche Rissbildung abbaut als der

Normalbeton. Darüber hinaus kommt bei Biegebauteilen hinzu, dass, wie *Faust* [27] festgestellt hat, der Leichtbeton im Gegensatz zum Normalbeton nur in geringem Maße in der Lage ist, Druckkräfte aus überbeanspruchten Bereichen in weniger beanspruchte Bereiche umzulagern.

Die Sprödigkeit nimmt bei höheren Festigkeitsklassen und niedrigeren Rohdichteklassen zu. In der Arbeitslinie des Leichtbetons spiegelt sich dieser Spröbruch in dem steil abfallenden Ast nach Überschreiten der Höchstlast wider.

Hochfeste Normalbetone weisen ein ähnliches Trag- und Bruchverhalten wie Leichtbeton auf. Auch hier ist die Matrixdruckfestigkeit größer als die der Zuschläge, und die Kontaktzone durch den Einsatz von Silika-Staub tragfähiger als bei normalfesten Normalbetonen. Aus diesen Gründen gleichen sowohl der Verlauf der Arbeitslinie mit einem linearen Anstieg und einem spröden Nachbruchverhalten als auch das Bruchbild hochfester Normalbetone qualitativ denen des Leichtbetons. Daher gelten nach DIN 1045-1 [2] im Bereich der Duktilität und Rotationsfähigkeit für Leichtbeton und hochfesten Beton gleichermaßen restriktivere Regelungen als für normalfesten Normalbeton (vgl. auch S. 21).

Für die weiteren Untersuchungen lässt sich festhalten:

- Die Dehnung ε_c bei Erreichen der Höchstlast von Leichtbeton ist größer als die von Normalbeton:

$$\varepsilon_{c,LC} > \varepsilon_{c,NC}. \quad (2.1)$$

- Das Nachbruchverhalten von Leichtbeton ist weniger duktil als das von Normalbeton (vgl. auch Abb. 2.3):

$$\frac{\varepsilon_{u,LC}}{\varepsilon_{c,LC}} < \frac{\varepsilon_{u,NC}}{\varepsilon_{c,NC}}. \quad (2.2)$$

- Der E-Modul von Leichtbeton ist geringer als der von Normalbeton:

$$E_{LC} < E_{NC}. \quad (2.3)$$

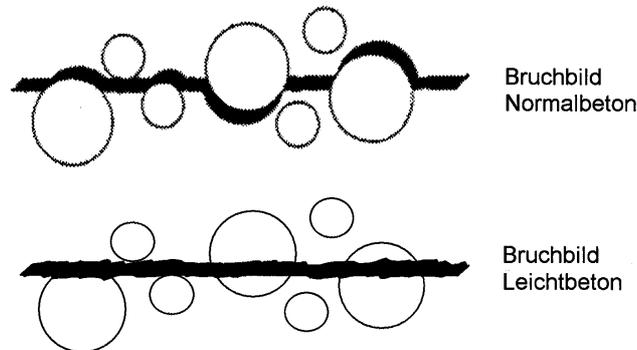


Abb. 2.4: Bruchbild bei Leicht- und Normalbeton

2.2.2 Festigkeiten von Leichtbeton

Einachsige Druckfestigkeit:

Leichtbeton erreicht trotz der oben beschriebenen unterschiedlichen Lastabtragungsmechanismen ähnliche Druckfestigkeiten wie Normalbeton. DIN 1045-1 [2] lässt im Bereich der normalfesten Betone Normalbetone und Leichtbetone bis zu einer Zylinderdruckfestigkeit von 50 N/mm^2 zu. Der Bereich der hochfesten Betone reicht bei Leichtbeton bis 60 N/mm^2 , bei Normalbeton bis 100 N/mm^2 . Grundsätzlich sind aber auch Zylinderdruckfestigkeiten bis zu 90 N/mm^2 bei Leichtbeton möglich [30].

Neben der Unterteilung in normalfeste und hochfeste Leichtbetone werden zusätzlich Hochleistungsleichtbetone unterschieden. Diese Betone besitzen eine große Druckhöhe und zeichnen sich demnach durch ein großes Verhältnis von Druckfestigkeit zu Trockenrohddichte aus. Als Definition für einen Hochleistungsleichtbeton schlägt *Faust* [30] vor:

$$f_{\text{lck}}^{\text{HP}} \geq 70 \cdot (\rho/2,2)^{2,5} \quad (2.4)$$

mit:

$f_{\text{lck}}^{\text{HP}}$ = Zylinderdruckfestigkeit des Hochleistungsleichtbetons [N/mm^2]
und einer Trockenrohddichte $1,0 \leq \rho \leq 2,0 \text{ kg/dm}^3$.

Die Dauerstandsfestigkeit ist bei Leichtbeton aufgrund einer weniger ausgeprägten Nacherhärtung in höherem Alter um rund 6 % geringer als die von Normalbeton [30].

Grundsätzlich ist zu beachten, dass die verschiedenen Festigkeitsklassen des Leichtbetons nicht beliebig mit den Rohdichteklassen kombiniert werden können. Eine höhere Leichtbetondruckfestigkeit geht stets mit einer höheren Rohddichte einher (vgl. Abb. 2.5).

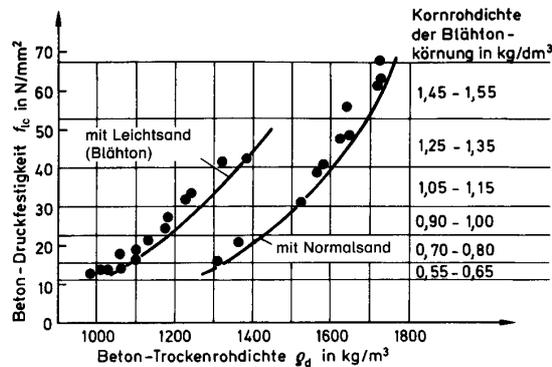


Abb. 2.5: Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und Trockenrohddichte bei Leichtbetonen nach [28]

Zunahme der Festigkeit unter zweiachsiger Belastung:

Bei Normalbeton lässt sich unter zweiachsiger Druckbelastung durch die behinderte Querdehnung ein Festigkeitszuwachs Δf_{xy}^{NC} um 15 % bis 40 % beobachten. Das Maß des Zuwachses bei Normalbeton hängt vom Verhältnis σ_1/σ_2 der beiden Druckspannungen ab. Für ein Verhältnis 1:2 ergibt sich der maximale Zuwachs von 40 %. Sind beide Spannungen gleich groß, beträgt der Zuwachs lediglich 15 % [24].

Bei Leichtbeton ist eine weniger große Steigerung der Festigkeit zu beobachten (siehe Abb. 2.6), weil sich der Leichtbeton aufgrund der weichen Zuschläge durch Zusammendrücken oder Ausbeulen der Belastung entziehen kann.

Es gilt daher:

$$\Delta f_{xy}^{LC} < \Delta f_{xy}^{NC}.$$

Zunahme der Festigkeit unter dreiachsiger Belastung:

Bei Normalbeton kann die Druckfestigkeit unter dreiachsiger Beanspruchung bis auf das 6-fache der Prismendruckfestigkeit ansteigen. Aber auch hier sind die Größenverhältnisse der Spannungen von maßgeblicher Bedeutung [28]. Bei Leichtbeton ergibt sich hier ebenfalls aus oben genannten Gründen ein geringerer Zuwachs an Festigkeit. Das Maß des Zuwachses variiert dabei nicht ausschließlich in Abhängigkeit der Rohdichte. Verschiedene Versuche ergaben ein uneinheitliches Bild [30].

Zugfestigkeit:

Der Streubereich der Zugfestigkeit f_{ct} ist deutlich größer als der der Druckfestigkeit. Oftmals kann aufgrund von Vorschädigungen des Betongefüges die volle Zugfestigkeit nicht angesetzt werden.

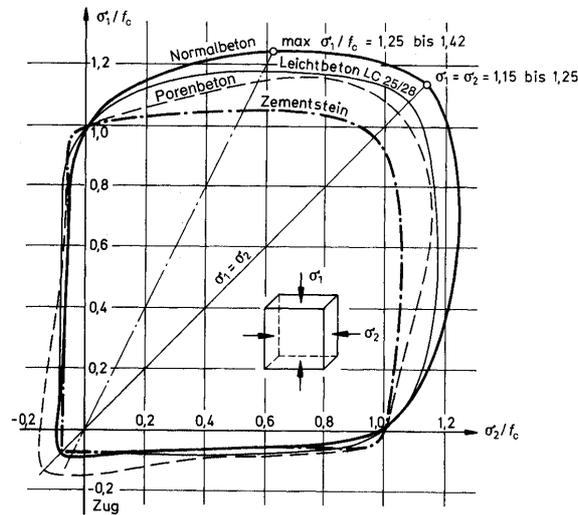


Abb. 2.6: Festigkeitsverhalten von Beton und Zementstein unter zweiachsiger Beanspruchung [24]

Es gilt:

$$f_{ct,NC} = c \cdot f_c^{2/3} \quad (2.5)$$

Dabei wird unterschieden:

- Biegezugfestigkeit: $0,35 \leq c \leq 0,55$,
- Spaltzugfestigkeit: $0,22 \leq c \leq 0,32$,
- zentrische Zugfestigkeit: $0,17 \leq c \leq 0,32$.

Für die Bemessung darf im Allgemeinen nach DIN 1045-1 [2] die zentrische Zugfestigkeit angesetzt werden:

- bis C 50/60: $f_{ct,NC} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$,
- ab C 55/65: $f_{ct,NC} = 2,12 \cdot \ln(1 + \frac{f_{cm}}{10})$ [N/mm²].

Die zweiachsige Zugfestigkeit entspricht der einachsigen.

Bei zweiachsiger Zug-Druckbeanspruchung sinkt die Zugfestigkeit bei zunehmender Druckbeanspruchung.

Oben genannte Zusammenhänge gelten auch für Leichtbeton. Allerdings ist die Zugfestigkeit insgesamt etwas geringer, weil die Vorschädigung des Betongefüges infolge von Schwinden bei Leichtbeton größer ist, und die Zuschläge nur eine geringe Eigenfestigkeit mitbringen. Für die Bemessung ist die Zugfestigkeit des

Leichtbetons nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit von der Rohdichte um 5 % bis 33 % geringer anzusetzen als die eines Normalbetons vergleichbarer Druckfestigkeit.

Schubfestigkeit:

Die Schubfestigkeit des Betons ist maßgeblich von der Betonzugfestigkeit abhängig. Unter reiner Schubbeanspruchung entstehen gleich große Hauptzug- und Hauptdruckspannungen. Die unter diesen Bedingungen maximal aufnehmbare Hauptzugspannung wird als Schubfestigkeit bezeichnet. Sie liegt zwischen der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit und ist bei Leichtbeton entsprechend geringer als bei Normalbeton (s. o.).

2.2.3 Rotationsfähigkeit und Duktilität

Die Rotationsfähigkeit eines Querschnitts hängt von der Duktilität der beiden Werkstoffe Betonstahl und Beton ab. Hochduktiler Stähle weisen eine ausgeprägte Fließgrenze und eine große Verformungsfähigkeit in Spannungsbereichen oberhalb der Fließgrenze auf und erfüllen damit die Voraussetzungen für eine ausreichende Rotationsfähigkeit. In etwas begrenzterem Maße gilt dies auch für normalduktiler Stähle. Bei einem schwach bewehrten Querschnitt mit hoher Stahlausnutzung stellt sich eine entsprechend kleine Betondruckzonenhöhe mit geringer Betondruckstauchung ein. Stahlversagen wird maßgebend.

Bei höheren Bewehrungsgraden, niedrigerer Stahlausnutzung und größeren Druckzonenhöhen werden die Betoneigenschaften versagensbestimmend. Das Rotationsvermögen hängt hier hauptsächlich von der Fähigkeit des Betons ab, Druckkräfte aus überbeanspruchten Bereichen in weniger beanspruchte umzulagern (vgl. Abb. 2.7).

Günstig auf die Rotationsfähigkeit wirken sich aus:

- eine hohe Betonbruchdehnung ε_u ,
- ein großes Verhältnis der Dehnungen $\varepsilon_u/\varepsilon_c$
(ε_c = Dehnung bei Erreichen der Höchstlast),
- eine geringe Druckzonenhöhe: Je kleiner die Druckzonenhöhe ist, desto geringer fällt die durch die Verformung bedingte Zusatzstauchung der Druckzone aus (siehe Abb. 2.7).

In Abb. 2.8 sind die Arbeitslinien verschiedener Betone nach DIN 1045-1 aufgetragen. Es wurde vereinfachend eine linearisierte Form gewählt. Der Knick der Linien kennzeichnet die Dehnung ε_c bei Erreichen der Höchstlast, am Ende der

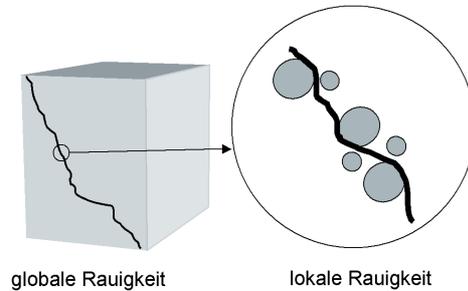


Abb. 2.9: Definition der globalen und lokalen Rauigkeit eines Risses

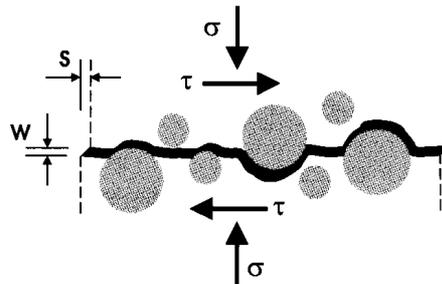


Abb. 2.10: Einflussgrößen der Rissverzahnung [31]

Linie ist die Bruchdehnung ε_u erreicht. Die Darstellung zeigt, dass die Leichtbetone eine höhere Dehnung ε_c bei Höchstlast aufweisen. Eine darüber hinaus größere Bruchdehnung, wie sie bei Normalbetonen zu sehen ist, lässt DIN 1045-1 für Leichtbeton nicht zu.

In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass nach DIN 1045-1 die Anwendung plastischer Verfahren zur Schnittgrößenermittlung aufgrund mangelnder Erkenntnisse über die Plastifizierungsprozesse im Leichtbeton nicht empfohlen wird. Unter Einsatz von hochduktilen Stahl wird jedoch die Möglichkeit zur Schnittgrößenumlagerung von bis zu 20 % zugelassen, ähnlich wie bei hochfestem Beton.

2.2.4 Kraftübertragung über Risse und Rissverzahnung

Zur Beschreibung der Rissverzahnung werden die Begriffe globale Rauigkeit eines Risses und lokale Rauigkeit eines Risses eingeführt (vgl. Abb. 2.9): Die globale Rauigkeit entsteht durch den Rissverlauf über das Bauteil, der bedingt durch Inhomogenitäten nicht geradlinig, sondern in der Regel unregelmäßig ist. Der Begriff lokale Rauigkeit bezieht sich auf die Struktur der Bruchflächen. Ein stark gezackter Riss mit einer glatten Bruchfläche beispielsweise weist eine große glo-

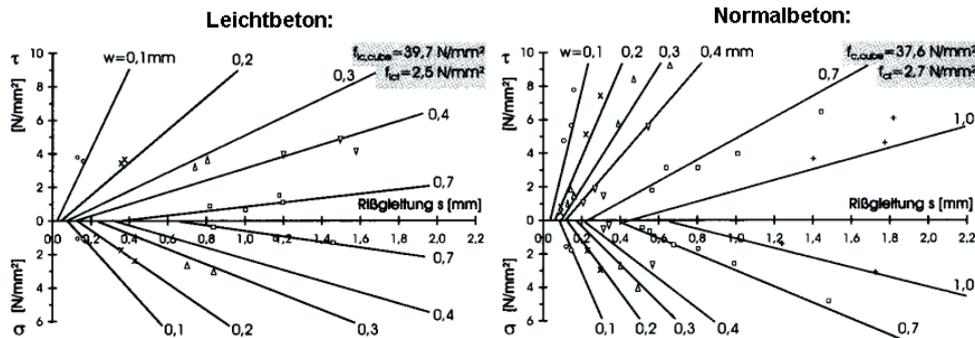


Abb. 2.11: Zusammenhang zwischen den Einflussgrößen der Querkraftübertragung über Risse durch Kornverzahnung [32]

bale Rauigkeit bei geringer lokaler Rauigkeit auf.

Die Kraftübertragung durch Kornverzahnung kann mit den in Abb. 2.10 dargestellten vier Größen beschrieben werden: der Normalspannung σ , der Schubspannung τ , der Rissöffnung w und der Rissgleitung s .

Walraven und Reinhardt untersuchen in [32] die Abhängigkeit dieser Größen. Das Ergebnis zeigt Abb. 2.11. Im Vergleich zum Normalbeton zeigt der Leichtbeton für bestimmte Rissöffnungen w deutlich größere Rissgleitungen s und deutlich geringere übertragbare Schubspannungen τ . Ab einer Rissöffnung $w > 0,7$ mm kann nicht mehr von einer nennenswerten Kraftübertragung im Riss ausgegangen werden.

Wie bereits erwähnt, ist die lokale Rissrauigkeit von Leichtbetonen mit Natursand höher als die von Leichtbetonen mit Leichtsand. Es muss also davon ausgegangen werden, dass Leichtbetone mit Leichtsand noch geringere Schubkräfte bei noch größerer Rissgleitung übertragen.

Untersuchungen von Daschner in [31] zur Querkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton ergaben:

Für Normal- und Leichtbeton gilt:

- Je größer die Rissöffnung w ist, desto kleiner ist die übertragbare Schubspannung τ , und desto größer ist die Rissgleitung s .
- Je größer die Rissöffnung w ist, desto flacher verläuft die τ - s -Kurve. Das bedeutet, dass der Querschnitt mit zunehmender Rissöffnung an Schubsteifigkeit verliert.

- Eine höhere Betongüte führt zu höheren übertragbaren Schubspannungen.
- Eine höhere Drucknormalspannung führt zu höheren übertragbaren Schubspannungen.

Nur für Normalbeton ($\leq C 50/60$) gilt:

- Globale und lokale Rauigkeit wachsen mit zunehmender Betongüte und größerem Größtkorn an.
- Die Schub-Steifigkeit wächst mit zunehmender Drucknormalspannung.

Nur für Leichtbeton gilt:

- Die Rissrauigkeit von Leichtbeton liegt trotz geringer lokaler Rauigkeit in der gleichen Größenordnung wie die von Normalbeton. Ursächlich hierfür ist die große globale Rauigkeit des Leichtbetons, die durch einen gezackten und sehr scharfkantigen Rissverlauf entsteht. Im Gegensatz zum Normalbeton ergibt sich die globale Rauigkeit nicht nur aus Inhomogenitäten in der Matrix, sondern zusätzlich aus Inhomogenitäten in den Zuschlägen. Den bei Normalbetonen auftretenden glatten Rissflächen um die Zuschläge herum entsprechen im Leichtbeton sehr raue und unregelmäßige Rissflächen durch die Zuschläge hindurch. Die größere globale Rauigkeit kompensiert die sehr geringe lokale Rauigkeit, so dass bei Leichtbeton unter Umständen sogar von einer größeren Gesamt-Rauigkeit der Rissufer als bei Normalbeton ausgegangen werden kann. Dies wird durch Versuche [31] bestätigt, in denen gezeigt wird, dass der Leichtbeton zur Übertragung einer Schubspannung eine im Verhältnis zur Schubspannung geringere Normaldruckspannung benötigt als der Normalbeton. Als kennzeichnende Größe wird der Reibungsbeiwert $\mu_u = \frac{\tau_u}{\sigma_u}$ angegeben, der bei einem Leichtbeton LB 25 (Größtkorndurchmesser = 16 mm) durchschnittlich um 43 % größer ausfällt als bei einem Normalbeton B 25 (Größtkorndurchmesser = 8 mm). Die Tatsache, dass hier Betone mit verschiedenen Größtkorndurchmessern verglichen werden, ist von untergeordneter Bedeutung, weil der Größtkorndurchmesser beim Leichtbeton aufgrund der Rissbildung durch die Körner hindurch einen nur sehr geringen Einfluss besitzt.
- Es konnte nur ein geringer Einfluss der Betongüte auf die Rissrauigkeit beobachtet werden.
- Die Schub-Steifigkeit nimmt im Gegensatz zu der von Normalbeton mit zunehmender Normaldruckspannung ab. Es wird vermutet, dass dies begründet werden kann durch eine durch die Druckspannung bedingte Zerstörung der lokalen Rauigkeit und durch eine allgemein weiter fortgeschrittene

Schädigung der Leichtbetonmatrix, die aufgrund der weicheren Zuschläge durch die Druckspannung stärker beansprucht wird.

- Die bei einer konstanten Rissöffnung übertragbare Schubspannung ist bei einem Leichtbeton LB 25 (Größtkorndurchmesser = 16 mm) um 35 % geringer als bei einem Normalbeton B 25 (Größtkorndurchmesser = 8 mm).

König et al. [33] stellen die oben zusammengefassten Ergebnisse in Frage, da sie aus Versuchen mit künstlich erzeugten Rissen gewonnen wurden. Nach Meinung der Autoren erhält man andere Ergebnisse, wenn die Bauteile im Versuch entsprechend ihrem tatsächlichen Tragverhalten belastet werden, sodass sich ein natürlicher Rissverlauf ergibt. Im Zusammenhang mit der Querkrafttragfähigkeit von Biegebalken ist der schräge Rissverlauf zusammen mit dem entsprechenden Risswinkel von entscheidendem Einfluss.

Versuche aus [33] zeigen bei Leichtbeton einerseits eine globale Rauigkeit entsprechend der des Normalbetons, andererseits einen Ausfall der lokalen Rauigkeit.

Weiterführende Untersuchungen können [34] entnommen werden.

2.3 Bemessungsregeln für Leichtbeton

In der DIN 1045-1 [2] wird die Bemessung von Normalbeton und Leichtbeton in überwiegend einheitlicher Form geregelt. Grundsätzlich gelten für beide Betonsorten dieselben Regelungen. Als Abschluss dieses Kapitels werden die Ausnahmen bzw. die zusätzliche Regelungen für Leichtbeton zusammengestellt:

- Zugelassene Festigkeitsklassen: LC 12/13 bis LC 60/66; ab der Festigkeitsklasse LC 55/60 sind die Regelungen für hochfeste Betone zu beachten (bei Normalbeton ab der Festigkeitsklasse C 55/67).
- Die Anforderungen an die Betondeckung sind für Leicht- und Normalbeton dieselben. Ausnahme: Die Mindestbetondeckung muss bei Leichtbeton mindestens 5 mm größer sein als der Durchmesser des Größtkorns des Leichtzuschlages (Ausnahme: Expositionsklasse XC1). Eine solche Forderung gibt es für den Normalbeton nicht.
- Sicherstellung der Duktilität: Bei der Bemessung von Leichtbeton-Biegebauteilen ohne besondere umschnürende Bewehrung der Druckzone und unter Ansatz einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung ist, wie auch bei hochfestem Beton, zur Sicherstellung der Duktilität die bezogene Druckzonenhöhe x/d auf 0,35 zu begrenzen (Normalbeton: $x/d \leq 0,45$).

- Linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit Umlagerung: Die Regelung für die maximal mögliche Umlagerung der Schnittgrößen für Leichtbetonbauteile entspricht derjenigen für hochfesten Normalbeton und ist damit restriktiver als die Regelung für normalfeste Normalbetone.
- Eine Schnittgrößenermittlung nach der Plastizitätstheorie sollte für Leichtbeton nicht zum Einsatz kommen.
- Für die Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ gilt:

$$\varphi(\infty, t_0)^{LC} = 1,3 \cdot \eta_E \cdot \varphi(\infty, t_0)^{NC} \text{ für LC 12/13 und LC 16/18}$$

$$\varphi(\infty, t_0)^{LC} = 1,0 \cdot \eta_E \cdot \varphi(\infty, t_0)^{NC} \text{ für alle anderen LC}$$
 mit $\eta_E = (\rho/2200)^2$, $\rho =$ Trockenrohddichte des Leichtbetons in kg/m^3
- Für die Schwinddehnung $\varepsilon_{cs,\infty}$ gilt:

$$\varepsilon_{cs,\infty}^{LC} = 1,5 \cdot \varepsilon_{cs,\infty}^{NC} \text{ für LC 12/13 und LC 16/18}$$

$$\varepsilon_{cs,\infty}^{LC} = 1,2 \cdot \varepsilon_{cs,\infty}^{NC} \text{ für alle anderen LC}$$
- Dauerstandsbeiwert α : Für Leichtbeton gilt für die zentrische Druckfestigkeit und bei Verwendung des bilinearen Diagramms $\alpha_{LC} = 0,80$, bei Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms und des Spannungs-Blocks $\alpha_{LC} = 0,75$ ($\alpha_{NC} = 0,85$ für alle Fälle).
- Die Festigkeits- und Formänderungskennwerte von Leichtbeton (im Folgenden Index lc) ergeben sich aus denen des Normalbetons (Index c) wie folgt (auszugsweise):
 - mittlere Zugfestigkeit: $f_{lctm} = \eta_1 \cdot f_{ctm}$,
mit $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho/2200$,
 $\rho =$ Trockenrohddichte des Leichtbetons in kg/m^3
 - E-Modul $E_{lc0m} = \eta_E \cdot E_{c0m}$
 - Dehnung bei Erreichen des Höchstwertes der Betondruckspannungen:
 $\varepsilon_{lc1} = -k \cdot f_{lcm}/E_{lc0m}$,
 $f_{lcm} =$ mittlere Betondruckfestigkeit,
 $k = 1,1$ für Leichtbeton mit Leichtsand,
 $k = 1,3$ für Leichtbeton mit Natursand
 - Bruchdehnung $\varepsilon_{lc1u} = \varepsilon_{lc1}$
 - usw.
- In allen Ausdrücken zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit, der Durchstanztragfähigkeit und der Schubkraftübertragung in Fugen, in denen die

Betonzugfestigkeit mit $f_{ck}^{1/3}$ abgeschätzt wird, ist bei Leichtbeton zu setzen:
 $\eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3}$.

- Für die Querkraftbemessung und den Nachweis der Schubkraftübertragung in Fugen beträgt der zulässige Mindestwert des Kotangens des Druckstrebenneigungswinkels $\cot \theta = 2,0$ ($\theta = 26,6^\circ$) (für Normalbeton: $\cot \theta = 3,0$ bzw. $\theta = 18,4^\circ$).
- Die Abminderung der Betondruckfestigkeit bei Druckstreben parallel zu Rissen α_c beträgt bei Leichtbeton: $\alpha_c^{LC} = \eta_1 \cdot \alpha_c^{NC}$.
- Für die aufnehmbare Teilflächenbelastung gibt DIN 1045-1 einen von der Rohdichte abhängigen Ausdruck für den Leichtbeton an, der nur eine um bis zu 50 % geringere Belastung zulässt verglichen mit dem Normalbeton.
- Der Nachweis der Ermüdung nach DIN 1045-1 ist allein nicht ausreichend für Leichtbeton.
- Für die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung sollte für die Zugfestigkeit bei Leichtbeton mindestens $2,5 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden, wenn der Zeitpunkt der Rissbildung nicht sicher innerhalb der ersten 28 Tage liegt (Normalbeton: $3,0 \text{ N/mm}^2$).
- Beim Nachweis der Verformungen ohne direkte Berechnung sind die Grenzwerte der zulässigen Schlankheit für Bauteile aus Normalbeton mit $\eta_E^{0,15}$ abzumindern.
- Die Mindestwerte der Biegerollendurchmesser sind bei Leichtbeton um 30 % zu erhöhen.
- Die Verbundspannung f_{bp} für den Leichtbeton ergibt sich zu: $f_{bp}^{LC} = \eta_1 \cdot f_{bp}^{NC}$.
- Gesonderte Regelungen im Hinblick auf den Einsatz von Stabdurchmessern $> 32 \text{ mm}$ und Stabbündeln sind zu beachten.
- Die Grundwerte zur Ermittlung der Mindestquerkraftbewehrung und Mindestdurchstanzbewehrung dürfen mit dem Faktor $\eta_1 \geq 0,80$ abgemindert werden.

*KAPITEL 2. ALLGEMEINE GRUNDLAGEN ZU
KONSTRUKTIONS-LEICHTBETON*

Kapitel 3

Flachdecken aus Leichtbeton unter Brandbeanspruchung

Flachdecken aus Leichtbeton sind nach DIN 4102-4 'Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile' [4] nicht klassifiziert. Das bedeutet, dass Leichtbetonflachdecken nicht mit Hilfe der DIN 4102 nachgewiesen werden können. Stattdessen ist ein individuelles brandschutztechnisches Gutachten erforderlich. Dies liegt unter anderem an den bislang nur sehr vereinzelt ausgeführten Untersuchungen zu diesem Thema und den damit verbundenen Unsicherheiten bzgl. einer zuverlässigen Vorhersage des Verhaltens von Leichtbeton unter Brandbeanspruchung.

Im Folgenden werden die entsprechenden Hintergründe aufgearbeitet, und es wird geprüft, inwieweit die Forderungen des Brandschutzes eine Ausführung von Flachdecken aus Leichtbeton einschränken.

3.1 Leichtbeton unter Brandbeanspruchung

Zunächst werden die Versagensformen des Betons unter Brandbeanspruchung im Allgemeinen (Normalbeton, Leichtbeton, hochfester Beton) betrachtet. Beton versagt aufgrund verschiedener Ursachen. Im Wesentlichen sind zu nennen [38]:

- Versagen der Zugzone:
Der Bewehrungsstahl wird nicht ausreichend durch den Beton vor Erwärmung geschützt; er gerät ins Fließen, was zu großen Verformungen mit anschließendem Versagen der Druckzone führt.

- Versagen der Druckzone:
Die Betondruckfestigkeit wird durch die Erwärmung des Querschnitts herabgesetzt. Bei Überschreitung der kritischen Betontemperatur T_{crit} , die sich in Abhängigkeit des Betons und des Ausnutzungsgrades der Druckzone ergibt, kommt es zum Druckbruch. Diese Versagensform tritt überwiegend bei Druckgliedern auf; die Druckzone von Biegegliedern versagt in der Regel nur infolge des Fließens der Zugbewehrung (s. o.).
- Versagen durch Verankerungsbruch (eher selten):
Wird durch die Brandeinwirkung der Verbund zwischen Beton und Bewehrung gelöst, bildet sich in Biegeträgern ein Bogen-Zugband-Modell aus, dessen Tragfähigkeit von der Verankerung der Zugbewehrung am Auflager begrenzt wird. Tritt hier ein Verankerungsbruch ein, versagt der gesamte Träger.
- Versagen durch Schub-/Torsionsbruch:
Torsion ist im Zusammenhang mit Flachdecken gegenüber den anderen Versagensformen unbedeutend; Schubbruch tritt nur bei sehr schneller und vor allem tiefgehender Erhitzung auf. Daher sind hiervon weniger Flachdecken als vielmehr dreiseitig beflammete Balken mit hoher Schubbeanspruchung betroffen.
- Versagen durch Betonabplatzungen (siehe Seite 29).

Inwieweit Leichtbeton im Hinblick auf die verschiedenen Versagensarten gutmütiger oder empfindlicher als Normalbeton reagiert, hängt im Wesentlichen von folgenden Leichtbetoneigenschaften ab:

Der niedrigere E-Modul:

Im Brandfall ist ein kleiner E-Modul günstig, weil Zwangspannungen durch Verformungen leichter abgebaut werden können. Es entstehen insgesamt geringere Eigenspannungen im Bauteil.

Die geringere Wärmeleitfähigkeit:

Leichtbetonbauteile unter Brandbeanspruchung tragen die Wärme deutlich langsamer ins Bauteilinnere als Normalbetonbauteile (siehe Abb. 3.1). Einzig in den äußeren Randbereichen der beflamnten Seite kann beim Leichtbeton eine gegenüber dem Normalbeton erhöhte Temperatur auftreten. Dies liegt daran, dass die Leichtzuschläge die Wärme nicht sofort ins Bauteilinnere weiterleiten, sondern durch ihre isolierende Wirkung ein Wärmestau entsteht. *Haksever* und *Schneider* [42] leiten hieraus für Stützen ab, dass durch diesen Wärmestau die randnah eingebaute Bewehrung schneller erhitzt wird.

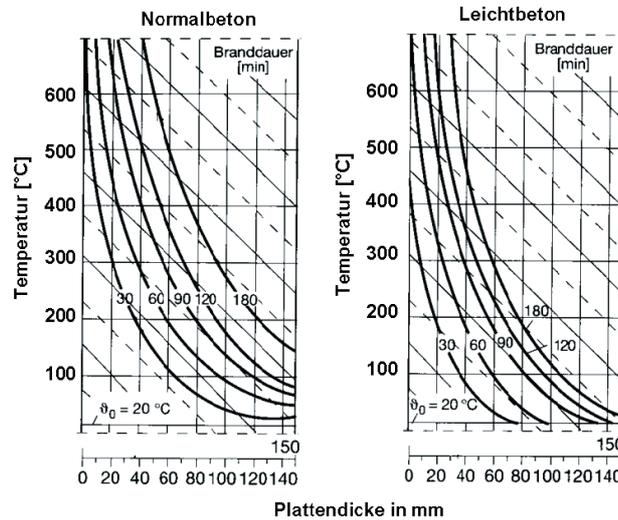


Abb. 3.1: Temperaturverteilung in einseitig beflamten Platten aus Normalbeton und Leichtbeton [38]

Untersuchungen von *Kordina* und *Meyer-Ottens* [38] konnten dies nicht bestätigen. In [48] werden aber bei Leichtbeton am beflamten Rand bis in eine Tiefe von 2,0 cm höhere Temperaturen gemessen als bei Normalbeton (siehe Abb. 3.2), weswegen ein verfrühtes Versagen der Leichtbetonbewehrung in diesen Randbereichen zunächst nicht ausgeschlossen werden kann.

Bei einer genaueren Betrachtung der Querschnittsrandbereiche muss die Lage der Bewehrung berücksichtigt werden. Dabei wird angenommen, dass die Temperaturkurve über den Querschnitt der Bewehrung infolge der großen Wärmeleitfähigkeit des Stahls konstant verläuft. Das bedeutet, dass die Betontemperatur unmittelbar vor der Bewehrung gleich derjenigen unmittelbar hinter der Bewehrung ist. Des Weiteren ist zu beachten, dass bei Flachdecken das Nennmaß der Betondeckung nach den Normen [2], [4] und [6] mindestens 2 cm beträgt; dies ist in den meisten Fällen bis zu einer Feuerwiderstandsklasse von F 90 ausreichend. Wenn man die Vorschriften der Normen auf Abb. 3.2 anwendet, wird für den Normalbeton eine Betontemperatur im Bereich der Stahllage von $T = 625 \text{ °C}$ zugelassen. Bei Leichtbeton wird eine Begrenzung auf diese Temperatur bei einer Betondeckung von 2,2 cm erreicht. Wird die kleinste zugelassene Betondeckung von 2,0 cm bei Leichtbeton ausgenutzt, kann die Bewehrung im Leichtbeton tatsächlich früher kritische Temperaturen erreichen als im Normalbeton. Um diese Effekte auszuschließen, wird hier ein Mindestwert für das Nennmaß der Betondeckung von 2,5 cm für den Leichtbeton empfohlen.

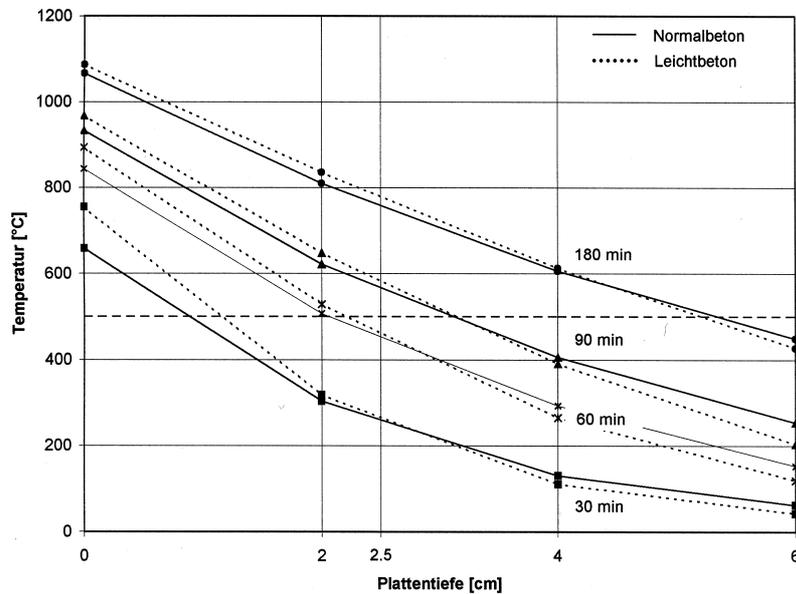


Abb. 3.2: Temperaturprofil einseitig beflamelter Platten ($h = 10 - 20$ cm) in Anlehnung an [48]

Ab einer Bauteiltiefe von 4 cm führt die geringe Wärmeleitfähigkeit des Leichtbetons auch nach längerer Branddauer zu einer langsameren Betonerwärmung. Dies verzögert die brandbedingten Veränderungen der Materialeigenschaften, wie z. B. die Verringerung der Druckfestigkeit. Des Weiteren unterstützt die langsamere Wärmeweiterleitung die raumabschließende Funktion einer Leichtbetonflachdecke. Brandabgewandte Bereiche bleiben länger vor einer Temperaturerhöhung geschützt, und eine vorzeitige Selbstentzündung der nicht brennenden Räume wird vermieden. Unter diesem Aspekt könnten Leichtbetonbauteile mit geringeren Mindestdicken ausgeführt werden. Allerdings hat die nach DIN 4201-4 [4] geforderte Mindestdicke neben der Sicherstellung einer niedrigen Temperatur auf feuerabgewandter Seite auch die Funktion der Vermeidung zerstörender Betonabplatzungen (siehe nachfolgender Absatz).

Darüber hinaus resultiert aus der geringen Wärmeleitfähigkeit ein gegenüber dem Normalbeton veränderter Temperaturunterschied ΔT im Bauteil, dessen Auswirkungen auf die Momentenbelastung bei Deckensystemen beachtet werden müssen (siehe Abschnitt 3.3).

Der tendenziell höhere Wassergehalt:

Leichtbeton unterscheidet sich von Normalbeton durch seine Zuschläge. Meist werden künstliche Zuschläge eingesetzt. Diese bestehen aus gemahlenem, zu Kugeln geformtem Ton, der in einem Ofen bei über 1000 °C einem Blähvorgang

unterzogen wird. Dabei entsteht ein sehr poröses Zuschlagskorn mit einer zellenartigen Struktur und einer rauen Oberfläche. Dies ist im Zusammenhang mit dem Versagen durch explosionsartige Abplatzungen von Bedeutung. Explosionsartige Abplatzungen entstehen:

- durch Temperatureigenstressungen zwischen bereits erwärmten und noch kalten Querschnittsbereichen,
- durch Zwängungsspannungen zwischen Zuschlag und Zementmatrix,
- durch ausströmenden Wasserdampf.

Da bei völlig ausgetrockneten Betonen trotz auftretender Temperatureigenstressungen sowie Zwängungsspannungen keine Abplatzungen beobachtet werden konnten ([49], [44]), kann der ausströmende Wasserdampf als die maßgebende Einflussgröße angesehen werden. Durch die Brandeinwirkung wird im Beton vorhandenes Kapillarwasser erwärmt, und es entsteht Wasserdampf. Die mit diesem Vorgang einhergehende Volumenvergrößerung erzeugt Wasserdampfdruck (1 Liter Wasser entspricht etwa 1700 Liter Wasserdampf). Der Dampf versucht, durch die im Beton vorhandenen Poren zu entweichen und erzeugt dabei Reibungskräfte entlang der Poreninnenwände. Überschreiten diese Reibungskräfte die Betonzugfestigkeit, kommt es zu explosionsartigen Abplatzungen.

Voraussetzung für diesen Vorgang ist das Vorhandensein von Kapillarwasser. Je größer die Kapillarwassermenge im Beton ist, desto größer wird der Druck und somit die Gefahr der Abplatzungen und letztendlich deren Intensität. Es kann davon ausgegangen werden, dass es ab einer Betonfeuchte $f > 2$ M.-% zu Abplatzungen kommt [38], ab $f > 4$ M.-% können diese zerstörerisch sein [4].

Aufgrund der porösen Struktur neigen Leichtbetonzuschläge sowohl während der Herstellung als auch im eingebauten Zustand dazu, Wasser zu saugen. Daher ist bei Leichtbeton eine größere Kapillarwassermenge als bei Normalbeton zu erwarten. Hinzu kommt die sehr dichte Kontaktzone zwischen Korn und Matrix, die ein Austrocknen der Körner verzögert. Während Normalbeton bei Innenbauteilen mit annähernd konstanten Umgebungsbedingungen nur einige Wochen benötigt, um eine Ausgleichsfeuchte zu erreichen, dauert dies bei Leichtbeton Jahre.

Gesicherte Kenntnisse über den Wasserhaushalt von Leichtbeton gibt es noch nicht. In ungünstigen Fällen kann bei Innenbauteilen trotz jahrelanger Austrocknungszeit eine Feuchte $f > 15$ M.-% vorkommen; ebenso kann Leichtbeton aber auch Ausgleichsfeuchten wie Normalbeton von 4 bis 6 M.-% erreichen. In [43] werden Untersuchungen beschrieben, bei denen Leichtbetonproben aus bestehenden Gebäuden unterschiedlichen Alters (bis zu 30 Jahre alt) und unterschiedlicher

KAPITEL 3. FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON UNTER
BRANDBEANSPRUCHUNG

Bauwerk	Ort	Baujahr	Betonfestigkeit [N/mm ²]	Rohdichte [kg/dm ³]	Wassergehalt [M.-%]
Staumauer	Pautzfeld	1990	50	1,45	11,78
Kirche	Salzgitter	1969	30	1,50	10,94
Schule	Weilheim	1969	19	0,95	12,98
Studenten- wohnheim	Stuttgart	1973	21	-	7,60
Stadthalle	Stockach	1967	25	1,31	12,22
Kirche	Freiburg	1968	30	-	4,93
Fußgänger- brücke	Regensburg	1971	50	-	2,73
Fußgänger- brücke	Baunatal	1969	30	-	8,55
Bürogebäude	Marburg	1965	-	-	7,51
Kirche	Sarnau	1965	-	-	9,44
Postgebäude	Marburg	1973	-	-	8,55
Schule	Gießen	1966	-	-	5,53

Tab. 3.1: Feuchtemessung an bestehenden Leichtbetonbauwerken nach [43]

Funktion genommen wurden, und deren Wassergehalt gemessen wurde (vgl. Tab. 3.1). Die Ergebnisse zeigen, dass eine pauschale Aussage über den Wassergehalt in Leichtbetonbauteilen nicht möglich ist.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass Leichtbeton aufgrund der Wasser-
saugfähigkeit seiner Zuschläge und seines relativ dichten Gefüges tendenziell eine
höhere Betonfeuchte aufweist als Normalbeton, und dass daher die Gefahr explo-
sionsartiger Abplatzungen als größer eingestuft werden muss.

Die Feuerbeständigkeit der Zuschläge:

Künstlich hergestellte Leichtbetonzuschläge sind feuerbeständig. Sie werden, wie
oben beschrieben, unter Temperaturen über 1000 °C hergestellt und ertragen
demnach Temperaturen, wie sie bei Bränden auftreten, ohne Gefügeverände-
rungen. Bei quarzhaltigen Normalzuschlägen kann es zu Abplatzungen durch
Zuschlagszersplitterungen oder durch temperaturbedingtes Ausdehnen der Zu-
schläge kommen. Diese Gefahr besteht bei Leichtbeton nicht.

3.2 Normalbetondecken unter Brandbeanspru- chung

Da Stahlbetonflachdecken fast immer für den Brandfall eine raumabschließende
Funktion zugewiesen bekommen, kann eine einseitige Beflammung von unten als
für die Bemessung maßgebend angesehen werden.

3.2.1 Verhalten von liniengelagerten Deckensystemen unter Brand

Das Deckensystem versucht, sich aufgrund der thermischen Belastung (oben kalt, unten heiß) feldweise nach unten durchzubiegen. Die Durchlaufwirkung behindert dies, und es werden Zwangsmomente in Form zusätzlicher Stützmomente an den Auflagern aufgebaut, die die Feldmomente entlasten (Kragarmwirkung) [39]. Diese Momentenumlagerung wird begrenzt durch das Fließen der oberen Stützbewehrung. Es entstehen zuerst Fließgelenke über den Auflagern. Danach bilden sich durch die starke Erwärmung der Feldbewehrung trotz der Entlastung der Felder hier zusätzliche Fließgelenke, woraufhin das Durchlaufsystem versagt.

Zu beachten ist, dass Plattensysteme meist nur feldweise erhitzt werden. Durch die Zwängungen zwischen den heißen und den kalten Bereichen entstehen in den heißen Platten Druckspannungen, die die erwärmte Biegezugzone im Feld zusätzlich entlasten, die erwärmte Druckzone über der Stützung an der Plattenunterseite aber zusätzlich belasten.

3.2.2 Verhalten von Flachdecken unter Brand

Kordina [40] untersuchte Flachdecken aus Normalbeton unter Brandbeanspruchung experimentell und numerisch. Grundsätzlich kann das oben beschriebene Verhalten der liniengelagerten Decken übertragen werden. Gerade bei der Beflammung eines einzelnen Innenfeldes wirken die Stützengurtstreifen der Nachbardecken, die noch kalt sind und somit eine sehr viel höhere Steifigkeit besitzen, wie Linienlager mit Einspannung. Bei mehreren nebeneinander liegenden beflamten Decken kann man ebenfalls von einer Erhöhung der negativen Momente ausgehen. Eine Entlastung der Feldmomente kann jedoch durch die erwärmten, weicher gewordenen Gurtstreifenaufleger nicht allgemein angenommen werden. Allerdings zeigen die Untersuchungen, dass bei nach DIN 1045/1045-1 bemessenen Bauteilen die Feldbewehrung auch für die heiße Bemessung als ausreichend angesehen werden kann. Darüber hinaus wird eine durchgehende obere Bewehrung zur Aufnahme der "Brandmomente" dringend empfohlen.

Vor dem Ansatz günstig wirkender Membrandruckkräfte, die infolge der Dehnungsbehinderung durch die kalten Platten um den beflamten Bereich herum entstehen, wird ausdrücklich gewarnt. Diese, im beflamten Bauteil als Druck auftretenden Kräfte, rufen in den benachbarten Platten Zugkräfte hervor, die sich schnell durch Rissbildung abbauen können. Dies führt zwangsläufig auch zu einer Verringerung der Druckkräfte.

Eine weitere wichtige Erkenntnis oben genannter Untersuchungen ist das Anwachsen der Stützenauflagerkräfte der beflamten Platten, welches mit der Zunahme der Stützmente einhergeht. Dies kann zu einem Versagen infolge von Durchstanzen im Brandfall führen. Daher wurden Durchstanzversuche unter Brandbeanspruchung durchgeführt. Dabei konnte beobachtet werden, dass der Zuwachs der Schnittgrößen durch das im Brandfall geringere geforderte Sicherheitsniveau kompensiert wird. Nach EC [5] und DIN V ENV [6] kann im Brandfall mit $\gamma = 1,0$ gerechnet. Dadurch wird eine Tragfähigkeitsreserve von ca. 30 % gegenüber der für die Bemessung zugrundeliegenden ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation im Grenzzustand der Tragfähigkeit mobilisiert.

Zu erwähnen ist, dass es in den Versuchen zu Abplatzungen mit einer Tiefe von ca. 5 cm (Mittelwert) an der Plattenunterseite im Bereich der Stützung kam. Der Wassergehalt der Versuchskörper lag bei 3,5 bis 4,5 M.-%. Über Art, Ursache oder Wirkung der Abplatzungen gab es jedoch keine Angaben.

3.3 Leichtbetonflachdecken unter Brandbeanspruchung

Inwiefern sich die im vorhergehenden Abschnitt dargestellten Erkenntnisse auf Flachdecken aus Leichtbeton übertragen lassen, bleibt in Ermangelung entsprechender Untersuchungen zunächst offen. Anhand verschiedener Einflussparameter soll jedoch eine Vorstellung von dem möglichen Brandverhalten von Leichtbetonflachdecken entwickelt werden:

(a) das statische System (Flachdecke):

Hier sind als maßgebliche Einflussgrößen, die den Leichtbeton vom Normalbeton unterscheiden, zu nennen:

- der Temperaturunterschied im Bauteil ΔT ,
- der E-Modul im kalten und im heißen Zustand.

Es gilt:

$$M_T = (EI)_T \cdot \alpha_T \cdot \Delta T/h. \quad (3.1)$$

Je höher ΔT ist, desto größer werden die durch die Brandeinwirkung entstehenden negativen Momente M_T . Bei Leichtbeton muss infolge seiner geringen Wärmeleitfähigkeit von einem anderen Temperaturprofil über den Querschnitt ausgegangen werden als bei Normalbeton.

Die Temperaturdehnzahl α_T ist geringer als bei Normalbeton, was die Momentenerhöhung abschwächt. α_T hängt stark von der Betonfeuchte ab (je

3.3. LEICHTBETONFLACHDECKEN UNTER BRANDBEANSPRUCHUNG

feuchter desto größer die Wärmedehnung), weshalb sich nur Näherungswerte angeben lassen.

Für einen Feuchtegehalt von 4 M.-% gilt:

- $\alpha_{\text{TNC}} = 12 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$
- $\alpha_{\text{TLC}} = 9,5 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$

Nach DIN 1045-1 ist anzusetzen:

- $\alpha_{\text{TNC}} = 10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$
- $\alpha_{\text{TLC}} = 8 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$

Der E-Modul des Leichtbetons ist ebenfalls geringer als der von Normalbeton (je nach Rohdichte um 25 % bis 85 %). Nach *Faust* [27] ist aber die zusätzliche Verminderung des E-Moduls unter Brandbeanspruchung bei Leichtbeton deutlich kleiner als die bei Normalbeton. Dies führt dazu, dass die in [40] beschriebenen Untersuchungen nur sehr bedingt auf Leichtbeton übertragen werden können, weil das Gesamttragverhalten eines Plattensystems stark von den Steifigkeitsverhältnissen der einzelnen Platten untereinander abhängt.

(b) die Bauteildicke:

Bauteile mit geringen Dicken < 12 cm, die zweiseitig beflammt werden, neigen zu schnellem Versagen durch zerstörerische Abplatzungen. Da aber Flachdecken aus Leichtbeton für den allgemeinen Hochbau sicherlich mit Dicken > 18 cm geplant werden, und zudem bei Decken meist nur einseitige Brandbeanspruchung betrachtet werden muss, spielt die Bauteildicke in diesem Zusammenhang eine untergeordnete Rolle.

Anmerkung: Für Normalbeton der Feuerwiderstandsklassen F 60 bis F 180 ist bei Flachdecken nach DIN 4102 eine Mindestdicke von 20 cm vorgeschrieben.

(c) der Wassergehalt:

Wie schon in Abschnitt 3.1 beschrieben, spielt der Wassergehalt des Betons im Hinblick auf zerstörerische Abplatzungen eine bedeutende Rolle. Flachdecken befinden sich als Innenbauteile zwar in sehr günstigen, d.h. trockenen Umgebungsbedingungen, kritische Wassergehalte können aber mit den z. Zt. verfügbaren Erkenntnissen nicht ausgeschlossen werden.

(d) die Belastung:

Druckbeanspruchungen unterstützen nicht nur Abplatzungen, sondern er-

höhen auch die Gefahr des Versagens durch Querschnittsschwächung. Flachdecken sind in erster Linie Biegeglieder. Als horizontal aussteifende Bauteile können ihnen aber auch Druckkräfte zugewiesen werden. Unter Berücksichtigung der Größe dieser Kräfte und der nach dem Sicherheitskonzept anzusetzenden Lastkombinationen sind diese Kräfte jedoch zu vernachlässigen. Im Gegensatz dazu sind die aus der Biegung resultierenden Druckkräfte an der Plattenunterseite im Bereich der Stützungen sicherlich als abplatzungsfördernd einzustufen. Aus diesem Grund kann in diesem Bereich der Flachdecke eine zusätzliche Brandschutzverkleidung sinnvoll sein.

(e) die Bewehrung:

Nach *Meyer-Ottens* [44] erhöht dicht verlegte Bewehrung das Abplatzrisiko. Die Bewehrung schwächt das Betongefüge, weil Stahl und Beton unter Erwärmung ein unterschiedliches Dehnungsverhalten zeigen. Im bei Flachdecken kritischen Bereich an der Plattenunterseite nahe der Stützung ist günstigerweise keine Bewehrungskonzentration zu erwarten.

Die Zugabe von Silicastaub, meist zur Erzielung einer höheren Betonfestigkeit, bewirkt einen dichteren Aufbau der Zementmatrix. Auswirkungen auf das Verhalten unter Brandeinwirkung wurden sowohl bei hochfestem Beton als auch bei Leichtbeton mehrfach untersucht. Teilweise wurde ein etwas stärkerer Abfall der Druckfestigkeit festgestellt. Obwohl bei hochfesten Betonen im Allgemeinen verstärkte Betonabplatzungen beobachtet werden, konnte bisher noch nicht gezeigt werden, dass dies durch die Silicastaubzugabe begründet wird ([50], [53], [45]). Ein kleiner w/z-Wert hingegen fördert nach [50] die Abplatzungen.

3.4 Rechnerische Untersuchung einer Leichtbetondecke unter Brandbelastung

Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.2.2 wird hier anstelle einer Flachdecke eine allseitig liniengelagerte, eingespannte Einzelplatte berechnet:

- Plattenabmessungen $l_1 = l_2 = 6 \text{ m}$
- Plattendicke $h = 0,20 \text{ m}$
- Bewehrungsgrad $\rho_1 = 0,5 \%$
- Branddauer $t = 30 \text{ min}$
- für Normalbeton: C 25/30, $E_{20^\circ\text{C}} = 30.500 \text{ N/mm}^2$
- für Leichtbeton: LC 25/28, D 1.6, $E_{20^\circ\text{C}} = 14.179 \text{ N/mm}^2$

3.4. RECHNERISCHE UNTERSUCHUNG EINER LEICHTBETONDECKE UNTER BRANDBELASTUNG

Die Berechnung stützt sich im Wesentlichen auf die Ergebnisse von *Kordina* [40]. In dieser Untersuchung wird rechnerisch davon ausgegangen, dass der Zuwachs der negativen Stützmente unter Brandbeanspruchung genau der durch das Sicherheitskonzept vorhandenen Tragwerksreserve entspricht. Dies wird mit Versuchen an Normalbetonplatten bestätigt, wobei in den Versuchen die Tragwerksreserve in Form der Differenz zwischen dem Lastmoment M_q und dem plastischen Moment M_{pl} eingeht.

Die Untersuchungen von *Kordina* basieren zwar auf dem EC 2 [5], allerdings stimmt dieser in den hier herangezogenen Werten, Vorschriften und dem Sicherheitsniveau mit der DIN 1045-1 [2]/DIN 1055-100 [3] überein. Es wird demnach angesetzt:

1. Für die Wärmedehnzahl:
 - $\alpha_{TNC} = 10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$
 - $\alpha_{TLC} = 8 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$.
2. Für die Querdehnzahl bei Normal- und Leichtbeton: $\nu = 0,2$, im Brandfall $\nu = 0$.
3. Für Brand gilt die außergewöhnliche Lastkombination mit $\gamma = 1,0$.
4. Es wird eine 30-minütige Branddauer angesetzt: Zu diesem Zeitpunkt treten bei Normalbeton bereits schon die vollen Zwangsmomente auf, wodurch es zu einer frühen Rissbildung im Querschnittsinnern kommt; einem höheren ΔT entsprechende Momente können aufgrund der Schwächung des Querschnitts nicht auftreten und wurden auch nicht beobachtet.
Anmerkung: Eine Übertragung dieses Sachverhaltes auf Leichtbeton ist nicht zwingend, aber hier auch nicht wesentlich.
5. In [40] wurde für Normalbeton und $\Delta T = 180 \text{ K}$ ermittelt:

$$\beta_{T,NC} \cdot \Delta T = 36 \text{ K} \quad (3.2)$$

mit:

$$\beta_{T,NC} = \frac{(EI)_T}{(EI)_0} \quad (3.3)$$

$$M_T = -(EI)_0 \cdot \beta_T \cdot \frac{\Delta T}{h} \cdot \alpha_T. \quad (3.4)$$

6. Übertragung auf Leichtbeton:

- Verhältnis der Querschnittssteifigkeit im Brandfall zur Querschnittssteifigkeit unter Normaltemperatur β_T :

Zur Abschätzung von β_T wird das Verhältnis von plastischem Moment zu Lastmoment unter Voraussetzung gleicher Rotationsfähigkeit von Normal- und Leichtbeton aus [40] übernommen. Tatsächlich ist die Rotationsfähigkeit von Leichtbeton geringer als die von Normalbeton (vgl. Abschnitt 2.2.3). Das plastische Moment M_{pl} von Leichtbeton ist demnach geringer als dasjenige, welches in [40] für Normalbeton angesetzt und hier für Leichtbeton übernommen wird. Damit wird $\beta_{T,LC}$ rechnerisch überschätzt. Da dadurch aber die Steifigkeit und die auftretenden Zwangsmomente überschätzt werden, wird dies auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Die Ermittlung von β_T durch die Gleichsetzung von Versuchsergebnissen mit der theoretischen Umlagerungsmöglichkeit nach [40] lässt sich nicht auf Leichtbeton übertragen. Stattdessen wird β_T für Leichtbeton anhand von Untersuchungen in [45] zur Verringerung des E-Moduls unter Brandbeanspruchung berechnet. Dort entspricht der durchschnittliche Rest-E-Modul bei Normalbeton 19 % und bei Leichtbeton 35 % des jeweiligen $E_{20^\circ C}$.

Da diese Versuche nicht an oben beschriebenen Platten, sondern an Zylindern gemacht wurden, lassen sich die Ergebnisse nicht direkt übertragen, sondern nur als Verhältniswerte ansetzen:

$$\text{Normalbeton} \rightarrow \frac{36 \text{ K}/\Delta T}{19} = \frac{x/\Delta T}{35} \leftarrow \text{Leichtbeton}$$

Daraus ergibt sich:

$$\beta_{T,LC} \cdot \Delta T = 66,3 \text{ K} \quad \text{bezogen auf } \Delta T = 180 \text{ K}$$

- Temperaturunterschied im Bauteil ΔT_{LC} :
 - für Normalbeton gilt: $T_o = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ und $T_u(d_1 = 3,4 \text{ cm}) = 200 \text{ }^\circ\text{C} \Rightarrow \Delta T_{NC} = 180 \text{ K}$.
 - für Leichtbeton gilt:
 $T_o = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ und $T_u(d_1 = 3,4 \text{ cm}) = 107 \text{ bis } 170 \text{ }^\circ\text{C}$
 $\Rightarrow \Delta T_{LC} \approx 150 \text{ K}$.
 Anmerkung: Die Temperaturprofile entstammen [38] und [48]. Die Unterschiede können vermutlich auf verschiedene Zuschläge und

3.4. RECHNERISCHE UNTERSUCHUNG EINER LEICHTBETONDECKE UNTER BRANDBELASTUNG

unterschiedliche Wassergehalte zurückgeführt werden. Auf der sicheren Seite liegend wird hier das größere ΔT angesetzt. Es ergibt sich:

$$\beta_{T,LC} \cdot \Delta T = \frac{66,3 \text{ K}}{180 \text{ K}} \cdot 150 \text{ K} = 55,25 \text{ K} \quad (3.5)$$

Für eine ringsum liniengelagerte, eingespannte Platte unter einseitiger Brandbelastung von unten gilt:

$$M_T = -E \cdot h^2 \cdot \alpha_T \cdot \frac{1}{12} \cdot \beta_T \cdot \Delta T \quad (3.6)$$

Für den Normalbeton ergibt sich damit:

$$M_T^{NC} = -30.500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (0,2 \text{ m})^2 \cdot 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} \cdot \frac{1}{12} \cdot 36 \text{ K} \cdot 10^3 = -36,6 \text{ kNm/m}$$

Für den Leichtbeton ergibt sich damit:

$$M_T^{LC} = -14.179 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (0,2 \text{ m})^2 \cdot 8 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1} \cdot \frac{1}{12} \cdot 55,25 \text{ K} \cdot 10^3 = -20,9 \text{ kNm/m}$$

Die Wärmedehnzahl schwankt in Abhängigkeit vom Wassergehalt sowohl bei Normal- als auch bei Leichtbeton. Da die Betonfeuchte von Innenbauteilen aus Normalbeton aber als annähernd konstant angesehen werden kann, wird hier nur die Auswirkung einer veränderlichen Wärmedehnzahl bei Leichtbeton untersucht. Die Feuchte von Leichtbeton hängt neben den Umgebungsbedingungen des Bauteils im Wesentlichen von den Zuschlägen und deren Feuchtigkeit bei der Betonherstellung ab (vorgenässt, ofentrocken, etc.). Feuchtegehalten von 0 M.-% bis zu 20 M.-% entsprechend schwankt die Wärmedehnzahl von $7,0 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ bis $10,0 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ [47]. Für die Berechnung der zusätzlichen Momente im Brandfall bei Leichtbeton bedeutet dies:

$$M_T^{LC} = -18,3 \text{ kNm/m} \quad \text{bis} \quad -26,1 \text{ kNm/m}$$

Der Zuwachs der Stützmomente im Brandfall muss in Relation zu dem Stützmoment M_{Last} aus der Belastung der Decke (Eigengewicht, Nutzlast) gesehen werden. Auf Seite 103 wird für eine Leichtbetonflachdecke mit der vorliegenden Rohdichteklasse D 1.6 die Flächenlast auf 85,5 % bezogen auf die Last einer entsprechenden Normalbetondecke geschätzt. Damit beträgt der prozentuale Zuwachs ΔM des Stützmomentes aus Last:

$$\Delta M_{NC} = \frac{36,6 \text{ kNm/m}}{M_{Last}^{NC}} \quad (3.7)$$

$$\Delta M_{LC} = \frac{20,9 \text{ kNm/m}}{0,855 \cdot M_{Last}^{NC}} = \frac{24,4 \text{ kNm/m}}{M_{Last}^{NC}} \quad (3.8)$$

Insgesamt kann festgestellt werden, dass die geringeren Werte des Leichtbetons in Bezug auf Steifigkeit und Wärmedehnung zu einem weniger starken Anstieg der Stützmente im Brandfall führen.

Dieses Ergebnis wird auch in der Literatur bestätigt: *Weigler* und *Karl* [28] setzten z. B. voraus, dass der kleine E-Modul des Leichtbetons und die kleine Temperaturdehnzahl zu insgesamt geringeren Temperatureigenstressungen führen. Laut *Schneider* und *Kordina* [41] gilt: „Sofern das Abplatzrisiko vermieden werden kann, führt die niedrigere Wärmeleitfähigkeit des KLB zu günstigeren Schutzwirkungen gegenüber den Bewehrungseinlagen. Die geringere Wärmedehnzahl in Verbindung mit dem kleineren Elastizitätsmodul kann im Brandfalle Temperaturzwangwirkungen im Bauwerk vermindern.“ (KLB = Konstruktions-Leichtbeton)

3.5 Normung

Vorab werden beispielhaft die nach der Landesbauordnung NRW [8] geforderten Feuerwiderstandsklassen für Decken angegeben:

Gebäudehöhe	Feuerwiderstandsklasse
< 7 m	F 30
< 22 m	F 90
> 60 m	F 120 nach [41]

3.5.1 DIN 4102 Teil 4

Besonders die Gefahr zerstörerischer Abplatzungen bei Leichtbeton beeinflusst die in Deutschland für den Brandschutz maßgebliche DIN 4102-4 [4]. Für Normalbeton sind fast alle gängigen Bauteile klassifiziert, d. h. sie können nach DIN 4102-4 bemessen werden. Im Bereich des Leichtbetons sind nur liniengelagerte Decken, Plattenbalkendecken, Rippendecken und Wände klassifiziert. Zusätzlich beschränkt sich diese Klassifizierung auf die Umweltklassen eins und zwei nach DIN 1045 [1] (Innenbauteile und Bauteile, zu denen Außenluft ständig Zugang hat).

Flachdecken aller Umweltklassen sowie Stützen und Balken und oben genannte Bauteile nach höheren Umweltklassen sind nicht klassifiziert und benötigen bei Ausführung ein spezielles brandschutztechnisches Gutachten.

3.5.2 Eurocode

Die neue Normengeneration des zukünftigen Eurocode lässt für den Brandschutznachweis im Stahlbetonbau drei Verfahrensweisen zu: Ein tabellarisches Verfahren, entsprechend dem der DIN 4102-4, ein vereinfachtes Verfahren und allgemeine Rechenverfahren. Die derzeitige Vornorm (gültig bis 2005), die DIN V ENV 1992-1-2 [6] in Verbindung mit der DIBt-Richtlinie [7], lässt die Tendenz erkennen, dass zukünftig der Leichtbeton brandschutztechnisch mit dem Normalbeton gleichgestellt werden soll. Allerdings beinhaltet diese Vornorm noch einschränkende Formulierungen für Bauteile, bei denen explosionsartige Abplatzungen möglich sind. Erstmals werden mit dem EC [5] zusätzlich zu den tabellarischen Nachweisen Rechenverfahren zur heißen Bemessung eingeführt, die jedoch in Deutschland nach [7] bisher nicht zugelassen sind. Es ist aber davon auszugehen, dass die heiße Bemessung zukünftig auch in Deutschland eingeführt wird. Daher wird an dieser Stelle kurz ein Blick darauf geworfen, um die Konsequenzen für den Einsatz von Leichtbeton bei Flachdecken abzuschätzen:

Heiße Bemessung nach [6]:

Es gilt:

- nach Absatz 1.1 (5): Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge ist eingeschlossen (Teil 1-4)
- nach Absatz 2.4.1 (1): Wahl des Verfahrens ist grundsätzlich frei:
 - für die Berechnung einzelner Bauteile: Tabellarisches Verfahren nach 4.2, vereinfachtes Rechenverfahren nach 4.3 oder allgemeine Verfahren nach 4.4 (thermische Dehnungen sind hier nicht zu berücksichtigen)
 - für die Berechnung von Teiltragwerken: Vereinfachtes Rechenverfahren nach 4.3 oder allgemeine Verfahren nach 4.4 (indirekte Beanspruchungen und temperaturabhängiges Materialverhalten sind zu berücksichtigen)
 - für die Berechnung von Gesamttragwerken: Allgemeine Verfahren nach 4.4 (indirekte Beanspruchungen und temperaturabhängiges Materialverhalten sind zu berücksichtigen)
- Das vereinfachte Verfahren ist ein im EC 2 vorgestelltes Rechenverfahren zur Bemessung von Querschnitten unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Querschnitts- und Materialveränderungen.
- Für die allgemeinen Verfahren sind im EC Randbedingungen definiert, die ein beliebiges Verfahren erfüllen muss, um für einen Brandschutznachweis

nach EC als allgemeines Verfahren zugelassen zu sein. Spezielle Verfahren selbst werden nicht vorgestellt.

Ablauf des vereinfachten Verfahrens:

1. Bestimmung des Temperaturprofils für den gegebenen Querschnitt
2. Bestimmung des reduzierten Querschnitts durch Abzug einer brandgeschädigten Zone der Dicke a_z
3. Bestimmung des Abminderungsfaktors $k_c(\theta)$ zur Ermittlung der verminderten Betondruckfestigkeit
4. Bestimmung der Temperatur in Höhe der Stahllage
5. Bestimmung des Abminderungsfaktors $k_s(\theta)$ zur Ermittlung der verminderten Betonstahlzugfestigkeit
6. Bemessung des Querschnitts mit herkömmlichen Bemessungshilfsmitteln unter Ansatz des reduzierten Querschnitts und der abgeminderten Materialeigenschaften unter entsprechender Lastkombination

Für die Schritte 1 bis 5 stellt der EC 2 Kurven zur Bestimmung der jeweiligen Größe zur Verfügung. Diese Kurven gelten für Betone mit quarzhaltigen Zuschlägen, können aber „auch für die meisten anderen Zuschlagsarten verwendet werden“ [6], d. h. auch für Leichtzuschläge.

Für die Anwendung bei Platten bedeutet dies:

- Brandbeanspruchung im Feldbereich (einseitig von unten):
Die Reduzierung des Betonquerschnitts hat keine Auswirkung (Druckzone nicht beflammt, statische Nutzhöhe unabhängig vom Zustand der Betonzugzone). Das vereinfachte Verfahren unterscheidet sich hier von der kalten Bemessung auf der Widerstandssseite durch den Ansatz einer verminderten Stahlzugfestigkeit und den Ansatz des Nennwertes der Zylinderdruckfestigkeit und auf der Einwirkungsseite durch den Ansatz eines geringeren Lastniveaus.
- Brandbeanspruchung im Stützbereich (einseitig von unten):
Hier muss die Querschnittshöhe aufgrund der Beflammung der Druckzone reduziert werden. Diese Reduzierung beträgt z. B. für Normalbeton bei 120-minütiger Branddauer und einer Deckenhöhe zwischen 20 cm und 30 cm ca. 3,6 cm. Eine Reduzierung der Betonmaterialeigenschaften ist nach [6] ab einer Deckendicke $d \geq 20$ cm nicht mehr anzusetzen ($k_c(\theta) = 1,0$). Die

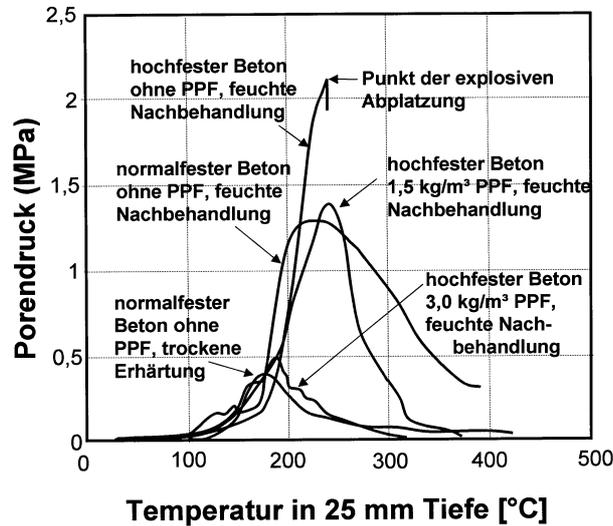


Abb. 3.3: Porendruck in 25 mm Tiefe in verschiedenen Betonproben aus [50]

Materialeigenschaften der auf der nicht beflammtten Bauteilseite liegenden Bewehrung werden durch die Beflammung nicht verändert.

Das vereinfachte Verfahren unterscheidet sich hier von der kalten Bemessung auf der Widerstandsseite durch den Ansatz des reduzierten Querschnitts, den Ansatz des Nennwertes der Zylinderdruckfestigkeit und auf der Einwirkungsseite durch den Ansatz eines geringeren Lastniveaus.

Die der Bemessung zugrundeliegenden Kurven im EC 2 gelten für Normalbetone. Unter der Annahme, dass die Bewehrung in Bauteiltiefen liegt, in denen der Wärmestau des Leichtbetons (siehe S. 27) bereits keinen Einfluss mehr hat, kann das vereinfachte Verfahren auf der sicheren Seite liegend auf den Leichtbeton übertragen werden, denn es gilt:

im Feld: $T_{\text{Stahl,LC}} \approx T_{\text{Stahl,NC}}$ und $T_{\text{Beton,LC}} < T_{\text{Beton,NC}}$,

an der Stütze: $T_{\text{Stahl,LC}} < T_{\text{Stahl,NC}}$ und $T_{\text{Beton,LC}} \leq T_{\text{Beton,NC}}$.

3.6 Einsatz von Polypropylen-Fasern

Zur Verbesserung der brandschutztechnischen Eigenschaften abplatzungsgefährdeter Betonbauteile ist der Einsatz von Polypropylenfasern vielfach untersucht und als äußerst wirkungsvoll eingestuft worden. Überwiegend wird die Meinung vertreten, dass die Polypropylen-Fasern (PPF) bei hohen Temperaturen schmelzen und somit ein zusammenhängendes System von Luftkanälen entstehen lassen, durch die der Wasserdampf, der sonst Betonabplatzungen auslöst, entweichen

kann. *Wille* und *Schneider* [51] halten diese Erklärung nicht für plausibel, weil die PPF erst bei Temperaturen um 120 - 170 °C schmelzen, während der Wasserdampfdruck schon bei 100 °C entsteht. *Wille* und *Schneider* begründen die abplatzungsmindernde Wirkung der PPF damit, dass die Fasern als Rissinitiatoren wirken. Dort, wo die PPF liegen, entstehen leicht Microrisse, durch die der Dampf entweichen kann.

Unabhängig hiervon, ist die Wirkung der Polypropylen-Fasern unbestritten. Selbst bei wassergelagerten Betonproben können Abplatzungen auf ein unbedenkliches Maß reduziert werden [52]. Abb. 3.3 zeigt, dass bei hochfesten Betonen der Wasserdampfdruck innerhalb der Betonporen durch die Zugabe von PPF deutlich gesenkt wird. Größenordnungen von über 2,0 MPa, bei denen es zu Abplatzungen kommt, werden nicht mehr erreicht. Das Maß der Druckentlastung ist abhängig von der Menge der zugegebenen PPF. Abb. 3.4 zeigt die Abgabe von Feuchtigkeit bei einer Temperatur von 400 °C, gemessen am Gewichtsverlust der Proben (hochfester Beton). Größere Mengen PPF vermindern jedoch die Druckfestigkeit und verschlechtern die Verarbeitbarkeit und ggf. selbstverdichtende Eigenschaften ohne die Feuerresistenz zu erhöhen ([55], [53]). Bei bis zu 5,5 kg/m³ PPF-Zugabe wurde noch eine gute Verarbeitbarkeit angegeben. Übliche PPF-Zugaben liegen in folgenden Größenordnungen:

- Länge: $l = 4,9 \text{ mm} - 36 \text{ mm}$: kürzere Fasern (6 mm) sind effektiver als längere [57]
- Dicke: $D = 10 \text{ }\mu\text{m} - 10.000 \text{ }\mu\text{m}$,
- Menge: $0,9 \text{ kg/m}^3 - 5,5 \text{ kg/m}^3$
- In PrEN [9] (aktuelle Version zurückgezogen) wurde als minimale Menge $2,0 \text{ kg/m}^3$ angegeben.

In [16] sind Anhaltswerte für die Dosierung der PPF tabelliert. Sie liegen im oben angegebenen Bereich. Zur Kompensierung des Druckfestigkeitsabfalls durch die Fasern wird hier eine Absenkung des w/z -Wertes um ca. 0,02 empfohlen.

In der Schweiz wurden im Zusammenhang mit dem Brandschutz im Tunnelbau Leichtbetonplatten mit PPF untersucht [56]. Bei den untersuchten Proben handelt es sich um Platten mit den Abmessungen 150 cm x 150 cm x 15 cm mit Lytag-Zuschlag und einer Polypropylen-Faser-Zugabe von $2,0 \text{ kg/m}^3$ und $4,0 \text{ kg/m}^3$ ($l = 19 \text{ mm}$). Die Platten waren etwa 4 Wochen alt und wurden bei einer Temperatur von 17 °C und einer Luftfeuchtigkeit von 60 % gelagert. Die Proben wurden einer Temperaturbelastung nach RWS [10] ausgesetzt, die nicht nur deutlich höhere Temperaturen erreicht (über 1300 °C) als die für den allgemeinen Hochbau in Deutschland anzusetzende Einheitstemperaturkurve (ETK),

3.6. EINSATZ VON POLYPROPYLEN-FASERN

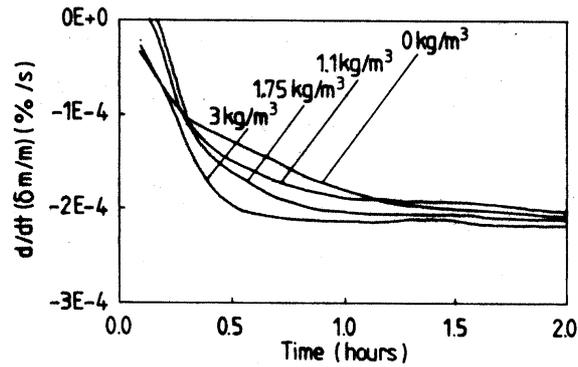


Abb. 3.4: Geschwindigkeit des Gewichtsverlustes bei unterschiedlichen Faserzugaben unter einer Temperatur von 400 °C nach [41]

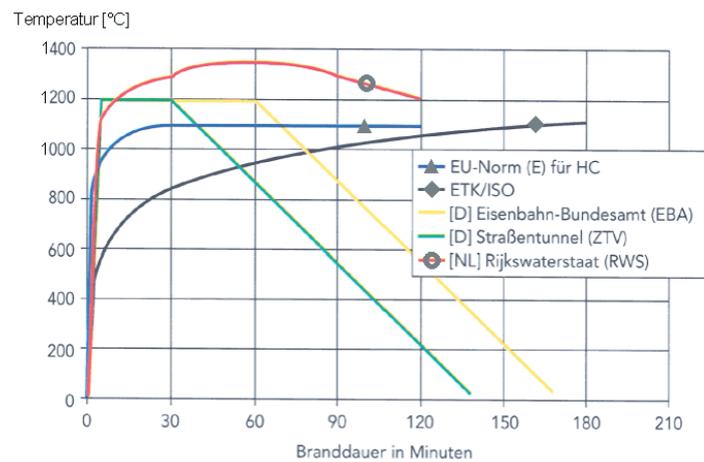


Abb. 3.5: Brandlastverläufe zur Prüfung von Baustoffen aus [56]

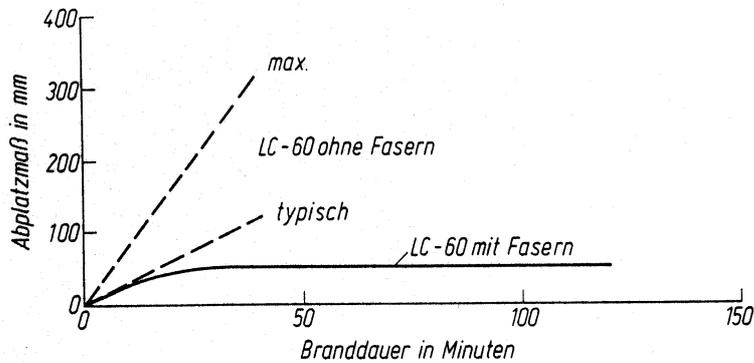


Abb. 3.6: Abplatzverhalten von Leichtbeton nach [46]

sondern auch eine höhere Aufheizgeschwindigkeit aufweist (siehe Abb. 3.5). Die Platten zeigten keinerlei Abplatzungen.

Der Einsatz der PPF hat sich als sehr wirksames Mittel zur Herstellung eines brandschutztechnisch unbedenklichen Leichtbetons erwiesen. Dass die in [56] ausgesprochene Empfehlung, eine Mindestbetondeckung von 7 cm einzuhalten, auch unter ETK-Belastung notwendig ist, erscheint in Anbetracht vorliegender Versuchsergebnisse nicht realistisch.

Bei Bau der Ölförderplattform Heidrun [46] fanden ebenfalls Voruntersuchungen zum Verhalten von Leichtbeton unter Brandbeanspruchung statt. Aufgrund der durchweg guten Ergebnisse unter Einsatz von Polypropylen-Fasern (siehe Abb. 3.6) konnte hier der Brandschutz trotz der erhöhten Anforderungen bei Ölförderplattformen (Hydrokarbonbrand) sichergestellt werden.

Weitere Erfahrungen mit Polypropylen-Fasern können für hochfesten Beton in [38] und [57] nachgelesen werden, für Leichtbeton in [27], [41], [54], [45] und [52].

3.7 Zusammenfassung und Lösungsansätze

- Es konnte gezeigt werden, dass sich der geringe E-Modul, die geringe Wärme-dehnzahl und die geringe Wärmeleitfähigkeit positiv auf das Brandverhalten von Leichtbeton auswirken: Der Aufbau von Zwangmomenten erfolgt in geringerem Maße als bei Normalbeton.
- Die Rotationsfähigkeit von Leichtbeton ist geringer als die von Normalbeton. Damit ist die plastische Reserve zur Aufnahme zusätzlicher Momente an den Stützungen kleiner als bei Normalbeton. Wie gezeigt wurde, liegen die Momente, die durch die Brandbeanspruchung zusätzlich zu den Lastmomenten auftreten, in der Größenordnung der im Sicherheitskonzept eingeschlossenen Tragwerksreserve. Da das Sicherheitsniveau bei Leichtbeton und Normalbeton trotz unterschiedlicher Eigenlasten annähernd gleich ist, kann geschlussfolgert werden, dass der Leichtbeton die zusätzlichen Momente aus der Brandbeanspruchung trotz geringerer Rotationsfähigkeit aufnehmen kann.
- Der höhere Wassergehalt im Leichtbeton wirkt sich wegen der Gefahr zerstörender Abplatzungen nachteilig auf die brandschutztechnischen Eigenschaften von Leichtbeton aus.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass Leichtbeton zwar als brandschutztechnisch empfindlich einzuschätzen ist, das Bauteil Flachdecke an sich aber bzgl. der Brandschutzproblematik einige Vorteile mit sich bringt:

- Innenbauteil,
- unbedenkliche Bauteildicke,
- einseitige Brandbeanspruchung,
- mehrachsig abtragendes, statisch unbestimmtes System,
- Belastungsart nur sekundär abplatzungsfördernd,
- keine Bewehrungskonzentrationen in brandschutztechnisch kritischen Bereichen.

Insgesamt können aber aufgrund der in diesem Kapitel entwickelten Zusammenhänge bei einer Ausführung solcher Decken brandschutztechnische Probleme nicht ausgeschlossen werden. Dies bedeutet jedoch nicht, dass auf diese Bauart und ihre Vorteile verzichtet werden muss.

Folgende Lösungsansätze können den Brandschutz bei Leichtbeton gewährleisten:

- Einsatz umhüllter Zuschläge zur Reduzierung der Wasseraufnahme und damit des Wassergehaltes in den Zuschlägen,
- Zugabe von Polypropylen-Fasern,
- Anordnung einer Brandschutzverkleidung im Bereich der Stützen oder unter der gesamten Decke (vgl. Kapitel 8.1),
- Ausführung des Stützenbereiches in Normalbeton (vgl. Kapitel 8.3).

Darüber hinaus wird in [56] von sehr guten Ergebnissen mit der Verwendung von Tonerdeschmelzzement berichtet.

Weitergehende Untersuchungen im Hinblick auf den Wasserhaushalt und die Rotationsfähigkeit des Leichtbetons in Verbindung mit experimentellen Untersuchungen an brandbelasteten Leichtbetonflachdecken unter praxisbezogenen, realitätsnahen Bedingungen sind wünschenswert, um eine sachgerechte Bemessungsgrundlage für den Einsatz von Leichtbetonflachdecken zu gewinnen.

Kapitel 4

Durchbiegung von Flachdecken aus Leichtbeton

4.1 Allgemeines

Leichtbeton weist im Vergleich zu Normalbeton einen je nach Rohdichte um 25 % bis 85 % geringeren E-Modul auf. Eine solch geringere Baustoff-Steifigkeit kann zu stärkeren Verformungen führen. Große Durchbiegungen sind aber gerade im Bereich der verformungsempfindlichen Flachdecken unerwünscht. Es spielen jedoch weit mehr Einflussgrößen als nur der E-Modul des Betons bei der Ermittlung von Verformungen eine Rolle. Die maßgebenden Einflussgrößen werden im Folgenden ausführlich behandelt.

Zunächst werden in den beiden folgenden Abschnitten die Einflussparameter auf die Durchbiegungen vorgestellt, und es wird das verwendete Rechenverfahren zur Ermittlung der Durchbiegungen erläutert.

Die anschließende Untersuchung wird sich im Wesentlichen auf eine einachsig abtragende, liniengelagerte Einfeldplatte konzentrieren, da sich die Auswirkungen der verschiedenen Einflüsse an einem solch überschaubaren System besser isolieren lassen. Dass die an der Einfeldplatte gewonnenen Erkenntnisse aufgrund des vergleichbaren Querdehnungsverhaltens von Leicht- und Normalbeton direkt auf Flachdecken übertragbar sind, wird im Anschluss an einer Flachdecke beispielhaft aufgezeigt.

4.2 Einflussparameter

Im Folgenden werden einzelne Parameter im Hinblick auf ihren Einfluss auf Durchbiegungsdifferenzen von Normal- und Leichtbeton diskutiert:

1. Querdehnzahl ν :

Die Querdehnzahl ν kann nach DIN 1045-1 [2] für Normal- und Leichtbeton mit $\nu = 0$ bis 0,2 angesetzt werden.

Bei Biegebauteilen gilt $\nu = 0,2$ tatsächlich nur in der Druckzone. In der gerissenen Zugzone ist ν mit 0 anzusetzen.

Es gilt:

$$m_x = m_x^{\nu=0} + \nu \cdot m_y^{\nu=0} \quad (4.1)$$

und

$$K = \frac{EI}{1 - \nu^3} \quad (4.2)$$

Aus Gleichung (4.1) folgt, dass mit zunehmendem ν das Biegemoment zunimmt. Ebenso nimmt die Steifigkeit zu (siehe Gleichung (4.2)). Da die Zunahme der Steifigkeit im Vergleich zu der Zunahme des Biegemomentes überproportional groß ist, nimmt die Durchbiegung bei zunehmendem ν ab. Für eine Plattenberechnung kann somit angesetzt werden:

- für die Biegemomente: $\nu = 0,15 - 0,25$
- für die Verformungen: $\nu = 0$

Nach DIN 1045-1 [2] darf ν generell mit 0 angesetzt werden. So wird in den vorliegenden Berechnungen mit $\nu = 0$ gerechnet. Aufgrund der Querdehnung sind keine Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton zu erwarten.

2. Betongüte:

(a) Einfluss des Beton-E-Moduls im gerissenen Zustand:

Wie die nachfolgenden Berechnungen zeigen, reißen Flachdecken unter den Einwirkungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zumindest in den stärker beanspruchten Bereichen auf. Diese Bereiche weisen die größten Verformungen auf und sind für die Durchbiegungsbetrachtung maßgebend.

Die mit dem Übergang zum Zustand II einhergehende Steifigkeitsveränderung muss bei der Verformungsberechnung berücksichtigt werden:

Infolge der Rissbildung wird die Tragfähigkeit der Bewehrung aktiviert. Durch die Berücksichtigung des Bewehrungsstahls gewinnt der

an sich geschwächte Betonquerschnitt wieder an Steifigkeit. Dies ist bei Leichtbeton ausgeprägter, weil hier das Verhältnis $\alpha_e = E_S/E_c$ sehr viel größer ist als bei Normalbeton. Das bedeutet, dass die Materialgröße Beton-E-Modul bei gerissenen Querschnitten gegenüber den ungerissenen an Einfluss verliert. Die Steifigkeit gerissener Querschnitte aus Leichtbeton nähert sich bei gleicher Bewehrung der von Normalbetonquerschnitten an.

Ein Leichtbeton LC 20/22 der Rohdichteklasse D 1.0 beispielsweise weist nach DIN 1045-1 [2] im Zustand I nur rund 17 % der Steifigkeit eines Normalbetons vergleichbarer Festigkeit auf, denn der E-Modul des Leichtbetons E_{lc0m} lässt sich aus dem des Normalbetons E_{c0m} wie folgt errechnen:

$$E_{lc0m} = \eta_E \cdot E_{c0m} \quad (4.3)$$

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \quad \rho \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (4.4)$$

Für die Rohdichteklasse D 1.0 mit $\rho = 900 \text{ kg/m}^3$ ergibt sich $\eta_E = 0,167$. Die elastisch berechnete Durchbiegung eines Normalbetonträgers entspricht daher nur rund 17 % der eines entsprechenden Leichtbetonträgers unter gleicher Belastung, d. h. ohne Berücksichtigung der geringeren Leichtbetoneigenlast. (Der Faktor Eigenlast wird getrennt untersucht.)

In den nachfolgenden Berechnungen wird gezeigt, dass sich dieser Vorteil des Normalbetons bei Ansatz des Zustand II reduziert: Unter Berücksichtigung der Rissbildung erreicht die Leichtbetonsteifigkeit bei gleicher Längsbewehrung 75 % der Normalbetonsteifigkeit.

(b) Einfluss des Beton-E-Moduls auf die zeitabhängigen Verformungen:

Das Kriech- und Schwindverhalten von Beton hängt im Wesentlichen von seinem E-Modul ab. Dies gilt sowohl für den ungerissenen als auch für den gerissenen Zustand. Mit steigendem E-Modul nehmen Kriechverformungen und Verformungen, die aus dem Trocknungsschwinden resultieren, ab. Die Schrumpfdelnungen wachsen bei höheren E-Moduln zwar an, dies aber in geringerem Maße als die Dehnungen durch das Trocknungsschwinden abnehmen. Daher ergibt sich in summa ein geringeres Schwindmaß für Betone mit höheren E-Moduln.

(c) Einfluss der Betonzugfestigkeit:

Eine hohe Betonzugfestigkeit kann dazu führen, dass der Querschnitt unter Gebrauchslasten im Zustand I verbleibt. In diesem Fall werden

die Durchbiegungen deutlich geringer ausfallen als bei Betonen geringerer Zugfestigkeit, bei denen Zustand II erreicht wird.

In der Regel wird aber davon ausgegangen, dass der Querschnitt unter Gebrauchslasten sowohl an der Stütze als auch im Feld aufreißt. Dann liegt der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Durchbiegungen in der Länge des Bereiches, der durch die Überschreitung der Zugfestigkeit aufreißt (siehe Seite 51).

3. Schwinden:

Der Schwindvorgang des Betons wird durch die Betonstahleinlagen behindert. Ist die Bewehrung ungleichmäßig über den Querschnitt verteilt wie z. B. bei Biegebauteilen ohne Druckbewehrung, kommt es zu Querschnittsverkrümmungen, weil der Beton sich in der schwach bewehrten Druckzone stärker zusammenzieht als in der stark bewehrten Zugzone.

Der durch das Schwinden bedingte Verformungsanteil ist bei Leichtbeton größer als bei Normalbeton, weil der Schwindvorgang durch die weichen Leichtbetonzuschläge weniger behindert wird. Untersuchungen von *Faust* [27] bestätigen die in DIN 1045-1 für Leichtbeton vorgeschriebene Erhöhung des Schwindmaßes um den Faktor 1,5 bei einem LC 12/13 und einem LC 16/18 bzw. um den Faktor 1,2 bei Betonen \geq LC 20/22.

4. Kriechen:

Normal- und Leichtbeton weisen zwar unterschiedliche Kriechmechanismen auf, allerdings führen diese auf ein insgesamt ähnliches Gesamtkriechverhalten [27]. Daher können für Leichtbetone ab LC 20/22 dieselben Kriechzahlen angesetzt werden wie für Normalbeton, wenn sie mit Hilfe des Faktors η_E (s. o.) auf den Leichtbeton-E-Modul umgerechnet werden.

Der Einfluss des Kriechens kann bei einer Verformungsberechnung berücksichtigt werden, indem mit dem effektiven E-Modul gerechnet wird:

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{c0m}}{1 + \varphi} \quad (4.5)$$

5. Lastgröße:

Neben den Nutz- und Ausbaulasten, die sich aus den Nutzungsanforderungen und dem Tragsystem ergeben, ist das Eigengewicht des Stahlbetontragsystems entscheidend. Unter Berücksichtigung aller Lasten kann je nach gewählter Leichtbetonrohddichte im allgemeinen Hochbau im Gebrauchszustand von einer Lastreduzierung von 10 % bis 35 % bezogen auf die Gesamtlast ausgegangen werden, was einen entscheidenden positiven Einfluss auf die Durchbiegungen bei Leichtbetondecken hat.

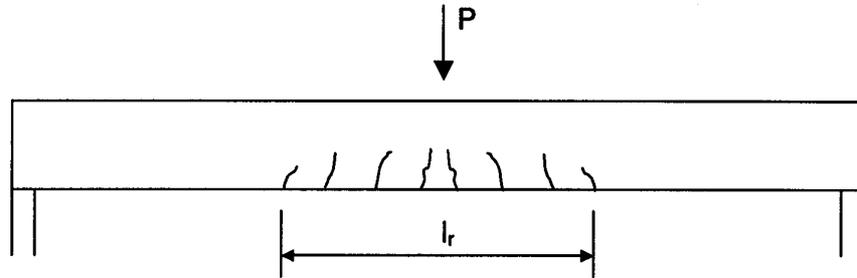


Abb. 4.1: Länge des gerissenen Bereiches l_r

6. Länge des gerissenen Bereiches:

Die Länge des gerissenen Bereiches l_r (siehe Abb. 4.1) ist abhängig von der Betonzugfestigkeit. Je größer diese ist, desto kleiner ist dieser Bereich, und desto kleiner werden die Verformungen. Je nach Rohdichte besitzt Leichtbeton eine um 5 % bis 33 % geringere Zugfestigkeit als Normalbeton. Dies bedeutet aber nicht, dass Leichtbeton einen größeren gerissenen Bereich aufweist. Im Leichtbeton liegt ein deutlich größeres Verhältnis von Stahl-E-Modul zu Beton-E-Modul $\alpha_e = E_S/E_C$ als im Normalbeton vor. Dadurch werden entsprechend geringere Zugkräfte vom Beton übernommen. Deswegen kann bei Leichtbeton sogar von einer kleineren Länge des gerissenen Bereiches ausgegangen werden [59].

7. Riss-Schnittgröße:

Die Riss-Schnittgröße ist ebenso abhängig von der Betonzugfestigkeit. Je größer letztere ist, desto größer ist die Riss-Schnittgröße, und desto größer müssen die Einwirkungen werden, damit der Betonquerschnitt in den Zustand II übergeht.

Wie oben bereits erwähnt, besitzt Leichtbeton eine geringere Zugfestigkeit als Normalbeton, aber auch ein geringeres Eigengewicht und damit grundsätzlich eine geringere Beanspruchung. Dennoch ergibt sich bei Leichtbetonen geringerer Rohdichte ein kleineres Verhältnis von Riss-Schnittgröße zu einwirkender Schnittgröße. Die Größenordnung, in der sich diese Zusammenhänge auf die Verformungswerte auswirken, ist jedoch vernachlässigbar klein.

8. Bewehrung in der Zugzone:

Die Berücksichtigung der Bewehrung bei der Ermittlung der Querschnittsteifigkeit im gerissenen Zustand bewirkt einen spürbaren Steifigkeitszuwachs. Sowohl bei Normal- als auch bei Leichtbeton verringert ein höherer Bewehrungsgehalt trotz möglicher größerer Schwindverkrümmungen die Durchbiegungen.

9. Bewehrung in der Druckzone:

In der Druckzone liegende Bewehrung führt, wie schon unter Punkt 3 angedeutet, zu einer geringeren Schwindverkrümmung und damit zu kleineren Durchbiegungen infolge von Schwinden. Dies gilt unabhängig davon, ob diese Bewehrung aus konstruktiven Gründen oder aus statischen Gründen als Druckbewehrung angeordnet wird.

10. Bauteilhöhe:

Die Bauteilhöhe hat maßgeblichen Einfluss auf das Trägheitsmoment des Querschnitts. Bei zu geringer Steifigkeit ist eine Vergrößerung der Bauteilhöhe eine der einfachsten und effektivsten Lösungen. Dies gilt für Leichtbeton umso mehr, da hier die Lastzunahme durch die Querschnittsvergrößerung relativ gesehen geringer ist.

11. Spannweite:

Mit zunehmender Spannweite nehmen die Verformungswerte überproportional zu. Der Einfluss der Spannweite wirkt sich bei Normal- und Leichtbeton gleichermaßen aus, d. h. das Verhältnis der Normalbetondurchbiegung zur Leichtbetondurchbiegung ist unabhängig von der Spannweite.

4.3 Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Durchbiegungen

Bei der Berechnung der Durchbiegungen von Stahlbeton-Biegebauteilen sind linear-elastische Ansätze nicht ausreichend. Parameter, wie z. B. das Maß der Rissbildung, die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und der Einfluss der eingelegten Bewehrung, müssen bei der Ermittlung möglichst realitätsnaher Verformungswerte berücksichtigt werden. Zu diesem Zweck wird das Verfahren nach DAfStb Heft 425 [22] herangezogen.

Das Verfahren wird am Beispiel einer Flachdecke mit 9 gleich großen quadratischen Feldern (Abb. 4.2) erläutert. Bestimmt werden soll die Durchbiegung im Punkt C:

1. Bestimmung der **Momente** unter quasi-ständiger Lastfallkombination in den Punkten A1, A2, B1, B2 und C mit dem Näherungsverfahren zur Ermittlung der Momente in Flachdecken mit Ersatzdurchlaufträgern nach [79]:

- Feldmoment der Gurtstreifen:
 $M_{GS}^F = M_{A1,x} = M_{A2,x} = M_{B1,y} = M_{B2,y}$

4.3. BERECHNUNGSVERFAHREN ZUR ERMITTLUNG DER DURCHBIEGUNGEN

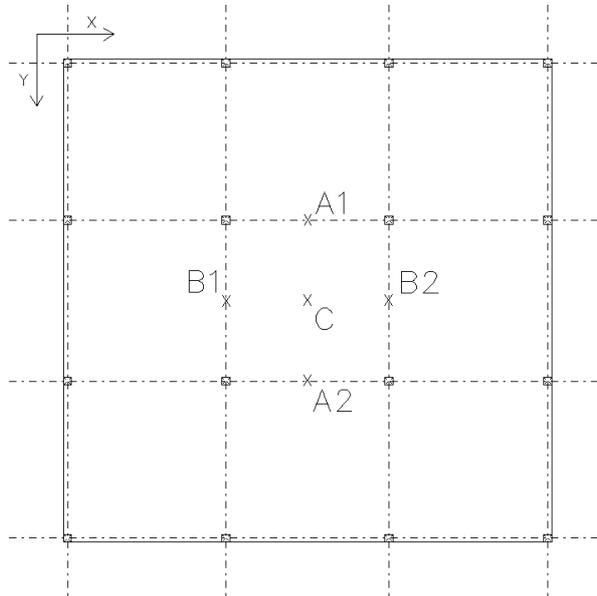


Abb. 4.2: Systemskizze einer Flachdecke mit 9 quadratischen Feldern

- Feldmoment des Feldstreifens:
 $M_{FS}^F = M_{C,x} = M_{C,y}$
- Stützmoment des Gurtstreifens:
 $M_{GS}^S = M_{D1,x} = M_{D2,x} = M_{D3,x} = M_{D4,x} = M_{D1,y} = M_{D2,y} = M_{D3,y} = M_{D4,y}$
- Stützmoment des Feldstreifens:
 $M_{FS}^S = M_{A1,y} = M_{A2,y} = M_{B1,x} = M_{B2,x}$

2. Bestimmung der **Durchbiegungen**:

- Bestimmung der Durchbiegungen in den Punkten A1, A2, B1, B2 und C unter Annahme eines Durchlaufträgers in entsprechender Richtung:
 $f_1 = f_{A1,x} = f_{A2,x} = f_{B1,y} = f_{B2,y}$
 $f_2 = f_{C,x} = f_{C,y}$
- Die gesuchte Gesamtdurchbiegung des Punktes C ergibt sich allgemein aus:

$$f_C = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{f_{A1,x} + f_{A2,x}}{2} + f_{C,y} + \frac{f_{B1,y} + f_{B2,y}}{2} + f_{C,x} \right)$$
- Für den Fall des quadratischen Innenfeldes ergibt sich die gesuchte Gesamtdurchbiegung des Punktes C aus:
 $f_C = f_1 + f_2$

Die Durchbiegungen werden berechnet unter Berücksichtigung des Übergangs vom Zustand I zum Zustand II und unter Berücksichtigung des Mit-

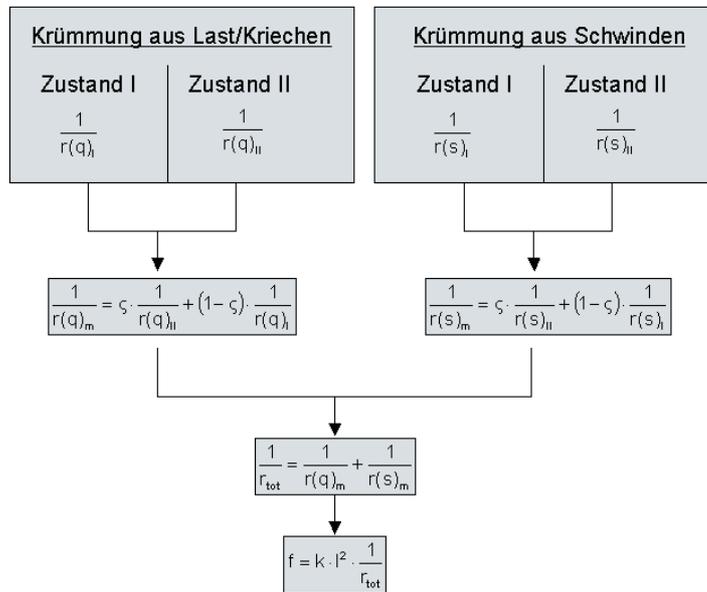


Abb. 4.3: Ablauf der Durchbiegungsberechnung nach [22]

wirkens des Betons zwischen den Rissen. Abb. 4.3 zeigt den Ablauf der Berechnung:

- Eine Vergleichsgröße, hier die Krümmung $1/r$, wird im Zustand I und im Zustand II ermittelt.
- Die Verteilungszahl ζ wird mit Hilfe einer Größe, die das Verhältnis von Riss-Schnittgröße zu Lastschnittgröße beschreibt (Spannung, Moment, etc.), gebildet (s. u.).
- Die Vergleichsgröße, die Krümmung $1/r$, im Zustand II unter Berücksichtigung des Mitwirkens des Betons zwischen den Rissen ergibt sich dann zu:

$$\frac{1}{r} = \zeta \cdot \frac{1}{r_{II}} + (1 - \zeta) \cdot \frac{1}{r_I} \quad (4.6)$$

- Aus der Krümmung lässt sich mit Hilfe des Beiwertes k [22] die zugehörige Durchbiegung errechnen.

Alternativ kann als Vergleichsgröße auch direkt die Durchbiegung gewählt werden. Wegen der einfacheren Berücksichtigung der Kriech- und Schwindanteile wird hier aber als Vergleichsgröße die Krümmung gewählt.

Es sei angemerkt, dass sich Normal- und Leichtbeton nach [30] im Hinblick auf die Mechanismen des Tragverhaltens im Zustand II unter Berücksichtigung der

4.3. BERECHNUNGSVERFAHREN ZUR ERMITTLUNG DER DURCHBIEGUNGEN

Zugversteifung nicht unterscheiden.

Für die Untersuchung der Durchbiegung an der einachsigen gespannten Einfeldplatte vereinfachen sich die Bestimmung der Momente und der Durchbiegung entsprechend.

Die folgende Zusammenfassung zeigt die erforderlichen Ausgangswerte und Berechnungsgrößen:

Beton:

Beton-E-Modul E_{c0m} ; Betonzugfestigkeit f_{ctm}

Rissmoment: $M_{Riss} = f_{ctm} \cdot W_c$ ($W_c =$ Widerstandsmoment)

Schwindmaß ε_{cs} ; Kriechzahl φ

Beton-E-Modul unter Berücksichtigung des Kriechens: $E_{c,eff} = E_{c0m}/(1 + \varphi)$

Bewehrung:

Bewehrungsstahl-E-Modul: E_s

Biegezuglängsbewehrung, unten: A_{s1} im Abstand d_1 vom gezogenen Rand

Biegezuglängsbewehrung, oben: A_{s2} im Abstand d_2 vom gedrückten Rand (in den betrachteten Bereichen konstruktiv)

Bewehrungsgrad im Zustand II: $\rho_{II} = A_{s1}/(b \cdot d)$

Verhältnis der E-Moduln: $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$

Krümmung infolge von Lasteinwirkung und Kriechen im Zustand I:

$$\frac{1}{r(q)_I} = M/(E_{c,eff} I_c)_I$$

Krümmung infolge von Lasteinwirkung und Kriechen im Zustand II:

$$\frac{1}{r(q)_{II}} = \varepsilon_s/(d - x_{II})$$

Druckzonenhöhe im Zustand II nach Tab. 4.1 ohne Ansatz von A_{s2} , weil die konstruktive Bewehrung keine Kräfte aufnimmt:

$$x_{II} = [\sqrt{\alpha_e \cdot \rho_{II}(2 + \alpha_e \cdot \rho_{II})} - \alpha_e \cdot \rho_{II}] \cdot d$$

Krümmung infolge von Schwinden im Zustand I:

Unter Ansatz der konstruktiven Bewehrung A_{s2} , weil diese beim Schwindvorgang wirksam wird, indem sie die Schwindverkrümmung reduziert:

$$\frac{1}{r_{cs,I}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot (h/2 - d_1) - A_{s2} \cdot (h/2 - d_2))/I_I$$

Krümmung infolge von Schwinden im Zustand II:

$$\frac{1}{r_{cs,II}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot (d - x_{II}) - A_{s2} \cdot (x_{II} - d_2))/I_{II}$$

Hilfswerte nach Tab. 4.1 ohne Ansatz der konstruktiven Bewehrung A_{s2} , weil diese keinen Einfluss auf die Geometrie des Zustand II hat:

$$k_{xII} = x_{II}/d$$

$$k_{II} = 4 \cdot k_{xII}^3 + 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_{II} \cdot (1 - k_{xII})^2$$

$$I_{II} = k_{II} \cdot b \cdot d^3/12$$

Zeile	Größe	Zustand I	Zustand II
	1	2	3
1	x	$x_I = k_{xI} \cdot h; \quad \varrho_{II} = A_{s1}/(b \cdot h)$ $k_{xI} = (0,5 + A_1)/(1 + B_1)$ $A_1 = \alpha_e \cdot \varrho_{II} \cdot d/h \cdot (1 + A_{s2} \cdot d_2/(A_{s1} \cdot d))$ $B_1 = \alpha_e \cdot \varrho_{II} \cdot (1 + A_{s2}/A_{s1})$	$x_{II} = k_{xII} \cdot d; \quad \varrho_{III} = A_{s1}/(b \cdot d)$ $k_{xII} = -B_{II} + \sqrt{B_{II}^2 + 2 A_{II}}$ $A_{II} = \alpha_e \cdot \varrho_{III} \cdot (1 + A_{s2} \cdot d_2/(A_{s1} \cdot d))$ $B_{II} = \alpha_e \cdot \varrho_{III} \cdot (1 + A_{s2}/A_{s1})$
2	I	$I_I = k_1 \cdot b \cdot h^3/12$ $k_1 = 1 + 12 \cdot (0,5 - k_{xI})^2 + 12 \cdot \alpha_e \cdot \varrho_{II} \cdot (d/h - k_{xI})^2$ $\quad + 12 \cdot \alpha_e \cdot \varrho_{II} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot (k_{xI} - d_2/h)^2$	$I_{II} = k_{II} \cdot b \cdot d^3/12$ $k_{II} = 4 \cdot k_{xII}^3 + 12 \cdot \alpha_e \cdot \varrho_{III} \cdot (1 - k_{xII})^2$ $\quad + 12 \cdot \alpha_e \cdot \varrho_{III} \cdot \frac{A_{s2}}{A_{s1}} \cdot (k_{xII} - d_2/d)^2$
3	S	$S_I = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}; \quad z_{s2} < 0$	$S_{II} = A_{s1} \cdot z_{s1} + A_{s2} \cdot z_{s2}; \quad z_{s2} < 0$

Tab. 4.1: Geometrische Größen für die Zustände I und II [23]

Verteilungszahl ζ :

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2$$

$\beta_1 = 1,0$ für Rippenstähle (Verbundbeiwert)

$\beta_2 = 0,5$ für Langzeitbelastung

Stahlspannung unter quasi-ständiger Lastfallkombination: $\sigma_s = \frac{M}{A_{s1} \cdot (d - x_{II}/3)}$

Stahlspannung bei Rissbildung: $\sigma_{sr} = \frac{M_{Riss}}{A_{s1} \cdot (d - x_{II}/3)}$

4.4 Beispiel Einfeldplatte

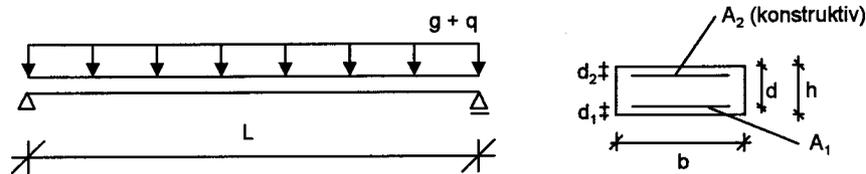
4.4.1 Systembeschreibung und Eingangswerte

Den Untersuchungen dieses Abschnitts liegt das in Abb. 4.4 beschriebene System zugrunde.

Zur Ermittlung der Abminderungsbeiwerte η_E und η_I nach DIN 1045-1 [2] für die Leichtbetone wird nach [25] der Mittelwert der oberen und unteren Rohdichte der jeweiligen Rohdichteklasse angesetzt.

Eine Zusammenstellung der betonbezogenen Eingangswerte zeigt Tab. 4.2.

4.4. BEISPIEL EINFELDPLATTE



Einfeldplatte, Spannweite $L = 6,0$ m, Breite $b = 1,0$ m Deckenstärke $h = 25$ cm, statische Nutzhöhe $d = 21,9$ cm
Bewehrung der Zugzone A_{S1} : variabel, nach Bemessung im ULS nach DIN 1045-1 Bewehrung der Druckzone $A_{S2} = 2,01$ cm ² /m (\varnothing 8/25, konstruktiv) Abstand der Zugbewehrung vom gezogenen Rand $d_1 = 3,1$ cm Abstand der oberen Bewehrung vom gedrückten Rand $d_2 = 2,9$ cm
Belastungsbeginn nach 8 Tagen 50 % Luftfeuchtigkeit (bei höheren Werten ergeben sich erfahrungsgemäß aufgrund des geringeren Schwindmaßes kleinere Durchbiegungen [58]) Zement CEM 42,5 N
Bemessungswerte der Belastung nach [3], quasi-ständige Einwirkungskombination (Kombinationsbeiwert ψ_2 variabel): Eigengewicht der Decke, Bodenaufbau $g = 2,5$ kN/m ² ; Verkehrslast q variabel

Abb. 4.4: Systembeschreibung der Einfeldplatte

Beton	φ	ε	E_{c0m}	E_{ceff}	f_{ctm}	m_{riss}
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kNm/m]
C 20/25 NC	4,000	0,00066	28.800	5.760	2,20	22,9
LC 20/22 D 1.0	0,669	0,00079	4.820	2.888	1,42	14,8
LC 20/22 D 1.2	1,000	0,00079	7.200	3.600	1,54	16,0
LC 20/22 D 1.4	1,397	0,00079	10.056	4.195	1,66	17,3
LC 20/22 D 1.6	1,860	0,00079	13.388	4.682	1,78	18,5
LC 20/22 D 1.8	2,388	0,00079	17.197	5.076	1,90	19,8
C 30/37 NC	2,800	0,00063	31.900	8.395	2,90	30,2
LC 30/33 D 1.2	0,700	0,00076	7.975	4.691	2,03	21,1
LC 30/33 D 1.4	0,978	0,00076	11.139	5.632	2,19	22,8
LC 30/33 D 1.6	1,302	0,00076	14.830	6.443	2,35	24,4
LC 30/33 D 1.8	1,672	0,00076	19.048	7.129	2,50	26,1
C 40/50 NC	2,300	0,00059	34.500	10.455	3,50	36,5
LC 40/44 D 1.4	0,803	0,00071	12.046	6.681	2,64	27,5
LC 40/44 D 1.6	1,069	0,00071	16.038	7.751	2,83	29,5
LC 40/44 D 1.8	1,373	0,00071	20.600	8.680	3,02	31,5
φ	Kriechzahl nach DIN 1045-1					
ε	Schwinddehnung nach DIN 1045-1					
E_{c0m}	Beton-E-Modul nach DIN 1045-1					
E_{ceff}	effektiver Beton-E-Modul unter Ansatz des Kriechens					
f_{ctm}	Betonzugfestigkeit nach DIN 1045-1					
m_{riss}	Moment bei Erstrissbildung					

Tab. 4.2: Betonbezogene Eingangswerte

Die Tab. 4.3 gibt die Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) mit dazugehöriger Bewehrung und die Biegemomente im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) für die zwei definierten Lastfälle (s. u.) an.

4.4.2 Variationen

Zur Untersuchung der verschiedenen Einflüsse werden folgende Parameter variiert:

- (a) Betonrohddichte und Betonfestigkeitsklasse:

Untersucht werden die Normalbetone C 20/25, C 30/37, C 40/50 und die Leichtbetone LC 20/22, LC 30/33, LC 40/44 in praxisüblicher Kombination mit den Rohdichteklassen D 1.0 bis D 1.8.

Die Ergebnisse lassen sich auf andere Festigkeitsklassen $> LC 16/18$ und $< LC 55/60$ übertragen. Es wird davon ausgegangen, dass hiermit das für Flachdecken in Frage kommende Spektrum abgedeckt wird.

- (b) Belastung:

Zum einen wird der Anteil der Verkehrslast variiert:

- **Lastfall 1:** Nach DIN 1055-100 ist für Büroflächen mindestens anzusetzen:

$$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2 + 1,25 \text{ kN/m}^2 = 3,25 \text{ kN/m}^2.$$

Mit dem Kombinationsbeiwert ψ_2 für Büroflächen ergibt sich:

$$q_d = 0,3 \cdot 3,25 \text{ kN/m}^2 \approx 1,0 \text{ kN/m}^2.$$

- **Lastfall 2:** Entsprechend gängiger Praxis wird angesetzt:

$$q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2.$$

Mit dem Kombinationsbeiwert ψ_2 für Versammlungsräume und Verkaufsf lächen:

$$q_d = 0,6 \cdot 5,00 \text{ kN/m}^2 = 3,0 \text{ kN/m}^2.$$

Zum anderen werden im Verlauf der Betrachtung für einzelne Platten auch die ständigen Lasten variiert: Eine von der Rohddichte unabhängige Gleichsetzung der Eigenlasten von Normal- und Leichtbeton zeigt im Vergleich zu einer Berechnung mit den rohddichteabhängigen Eigenlasten den Einfluss des Betoneigengewichtes auf die Durchbiegung unter der entsprechenden Einwirkungskombination.

- (c) Bewehrung:

Leichtbetonbauteile benötigen wegen ihrer geringeren Eigenlasten unter Umständen einen geringeren Biegelängsbewehrungsgrad. Eine geringere Biegelängsbewehrung führt jedoch zu größeren Durchbiegungen. Um diesen

4.4. BEISPIEL EINFELDPLATTE

Beton	ULS				SLS	
	r_d [kN/m ²]	m_p [kNm/m]	erf A_s [cm ² /m]	vorh A_s [cm ² /m]	r_d [kN/m ²]	m_p [kNm/m]
Lastfall 1						
C 20/25 NC	16,69	75,1	8,96	9,05	9,75	43,9
LC 20/22 D 1.0	12,13	54,6	6,41	7,54	6,375	28,7
LC 20/22 D 1.2	12,81	57,6	6,78	7,54	6,875	30,9
LC 20/22 D 1.4	13,48	60,7	7,17	7,54	7,375	33,2
LC 20/22 D 1.6	14,16	63,7	7,53	7,54	7,875	35,4
LC 20/22 D 1.8	14,83	66,7	7,94	9,05	8,375	37,7
C 30/37 NC	16,69	75,1	8,67	9,05	9,75	43,9
LC 30/33 D 1.2	12,81	57,6	6,61	7,54	6,875	30,9
LC 30/33 D 1.4	13,48	60,7	6,97	7,54	7,375	33,2
LC 30/33 D 1.6	14,16	63,7	7,31	7,54	7,875	35,4
LC 30/33 D 1.8	14,83	66,7	7,72	7,85	8,375	37,7
C 40/50 NC	16,69	75,1	8,56	9,05	9,75	43,9
LC 40/44 D 1.4	13,48	60,7	6,89	7,54	7,375	33,2
LC 40/44 D 1.6	14,16	63,7	7,24	7,54	7,875	35,4
LC 40/44 D 1.8	14,83	66,7	7,61	7,85	8,375	37,7
Lastfall 2						
C 20/25 NC	19,31	86,9	10,03	11,31	11,75	52,9
LC 20/22 D 1.0	14,76	66,4	7,29	7,54	8,375	37,7
LC 20/22 D 1.2	15,43	69,4	7,95	9,05	8,875	39,9
LC 20/22 D 1.4	16,11	72,5	8,34	9,05	9,375	42,2
LC 20/22 D 1.6	16,78	75,5	8,71	9,05	9,875	44,4
LC 20/22 D 1.8	17,46	78,6	8,87	9,05	10,38	46,7
C 30/37 NC	19,31	86,9	9,68	11,31	11,75	52,9
LC 30/33 D 1.2	15,43	69,4	7,70	9,05	8,875	39,9
LC 30/33 D 1.4	16,11	72,5	8,06	9,05	9,375	42,2
LC 30/33 D 1.6	16,78	75,5	8,42	9,05	9,875	44,4
LC 30/33 D 1.8	17,46	78,6	8,78	9,05	10,38	46,7
C 40/50 NC	19,31	86,9	9,54	11,31	11,75	52,9
LC 40/44 D 1.4	16,11	72,5	7,94	9,05	9,375	42,2
LC 40/44 D 1.6	16,78	75,5	8,28	9,05	9,875	44,4
LC 40/44 D 1.8	17,46	78,6	8,63	9,05	10,38	46,7
r_d (ULS)	Einwirkung aus $g + q$ im ULS					
m_p (ULS)	max. Biegemoment infolge r_d (ULS)					
erf A_s	erf. Biegelängsbewehrung nach DIN 1045-1					
vorh A_s	vorhandene Biegelängsbewehrung					
r_d (SLS)	Einwirkung aus $g + q$ im SLS (quasi-ständig)					
m_p (SLS)	max. Biegemoment infolge r_d (SLS)					

Tab. 4.3: Momente und Bewehrungen für die Lastfälle 1 und 2

Einfluss zu erfassen, werden einzelne Platten zum Vergleich sowohl mit der sich aus der Biegebemessung ergebenden Bewehrung als auch mit der etwas höheren Bewehrung des Normalbetons berechnet.

(d) Schwinden:

Der Einfluss des Schwindens ist bei Flachdecken nur in Rand- und Eckfeldern zu betrachten. In Innenfeldern wirken die Zwangsmomente aus Schwinden den Lastmomenten entgegen, weswegen sie dort nicht angesetzt werden. Zur Erfassung des Schwindeinflusses werden die Durchbiegungen sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung des Schwindens berechnet.

4.4.3 Ergebnisse

Als Ergebnis der Berechnungen sind in der Tab. 4.4 sowie in der Abb. 4.5 die maximalen Durchbiegungen in Feldmitte zusammengestellt. Bei jedem der Betone überschreitet das Biegemoment aus den Einwirkungen im SLS unter der gegebenen Lastkombination das Rissmoment. Eine Berechnung der Durchbiegung muss demnach den Übergang zum Zustand II und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigen. Zum Vergleich wird aber zusätzlich zur Durchbiegung unter Berücksichtigung der Rissbildung die linear-elastische Durchbiegung berechnet.

Es kann zunächst festgehalten werden:

- (a) Die Leichtbetone zeigen bei der **linear-elastischen** Berechnung aufgrund ihrer geringen E-Moduln wie erwartet deutlich größere Durchbiegungen als der Normalbeton (Tab. 4.4, Spalten 2 und 5).
- (b) Berechnet man die **Durchbiegung unter Berücksichtigung der Rissbildung**, ergibt sich ein anderes Bild: Wie schon auf Seite 48 erläutert, holt der Leichtbeton unter Rissbildung bzgl. der Steifigkeit im Vergleich zum Normalbeton prozentual auf. Deswegen ist der Zuwachs in der Durchbiegung bei Leichtbeton deutlich geringer. Die Spalten 3 und 4 der Tab. 4.4 geben die Durchbiegungen mit und ohne Berücksichtigung des Schwindens wieder. In den Spalten 6 und 7, in denen das Verhältnis der Durchbiegungen von Normalbeton zu denen von Leichtbeton vergleichbarer Festigkeit berechnet wird, zeigt sich deutlich, wie nah die Verformungswerte von Normal- und Leichtbeton beieinander liegen.
- (c) Der Einsatz einer höheren **Festigkeitsklasse** führt zu geringeren Verformungen (siehe Tab. 4.4, z. B. Spalte 4, Zeile 4, 9 und 13).
- (d) Ein höherer **Längsbewehrungsgrad** führt zu geringeren Verformungen: Im Lastfall 1 ist der LC 20/22 D 1.8 stärker bewehrt als die anderen Leicht-

4.4. BEISPIEL EINFELDPLATTE

	1	2	3	4	5	6	7
	Beton	f_{el} [mm]	f_{oS} [mm]	f_{mS} [mm]	$f_{el}^{NC} / f_{el}^{LC}$	$f_{oS}^{NC} / f_{oS}^{LC}$	$f_{mS}^{NC} / f_{mS}^{LC}$
Lastfall 1							
1	C 20/25 NC	4,39	35,17	45,86	-	-	-
2	LC 20/22 D 1.0	17,14	34,14	46,58	0,26	1,03	0,98
3	LC 20/22 D 1.2	12,38	33,34	45,81	0,35	1,05	1,00
4	LC 20/22 D 1.4	9,50	33,63	46,11	0,46	1,05	0,99
5	LC 20/22 D 1.6	7,62	34,34	46,81	0,58	1,02	0,98
6	LC 20/22 D 1.8	6,31	31,69	44,52	0,70	1,11	1,03
7	C 30/37 NC	3,96	29,03	38,31	-	-	-
8	LC 30/33 D 1.2	11,17	28,71	39,90	0,35	1,01	0,96
9	LC 30/33 D 1.4	8,58	28,60	39,68	0,46	1,02	0,97
10	LC 30/33 D 1.6	6,88	28,91	39,90	0,58	1,00	0,96
11	LC 30/33 D 1.8	5,70	28,92	39,94	0,70	1,00	0,96
12	C 40/50 NC	3,66	24,81	32,50	-	-	-
13	LC 40/44 D 1.4	7,93	25,05	34,33	0,46	0,99	0,95
14	LC 40/44 D 1.6	6,36	25,08	34,22	0,58	0,99	0,95
15	LC 40/44 D 1.8	5,27	24,92	34,03	0,70	1,00	0,96
Lastfall 2							
16	C 20/25 NC	5,29	37,54	48,88	-	-	-
17	LC 20/22 D 1.0	22,52	45,32	58,04	0,24	0,83	0,84
18	LC 20/22 D 1.2	15,98	39,29	52,51	0,33	0,96	0,93
19	LC 20/22 D 1.4	12,08	38,97	52,21	0,44	0,96	0,94
20	LC 20/22 D 1.6	9,56	39,23	52,45	0,55	0,96	0,93
21	LC 20/22 D 1.8	7,82	39,97	53,18	0,68	0,94	0,92
22	C 30/37 NC	4,77	31,63	41,83	-	-	-
23	LC 30/33 D 1.2	14,42	34,59	46,93	0,33	0,91	0,89
24	LC 30/33 D 1.4	10,91	33,95	46,19	0,44	0,93	0,91
25	LC 30/33 D 1.6	8,63	33,88	46,02	0,55	0,93	0,91
26	LC 30/33 D 1.8	7,06	34,30	46,38	0,68	0,92	0,90
27	C 40/50 NC	4,41	28,01	36,87	-	-	-
28	LC 40/44 D 1.4	10,09	30,81	41,62	0,44	0,91	0,89
29	LC 40/44 D 1.6	7,98	30,52	41,18	0,55	0,92	0,90
30	LC 40/44 D 1.8	6,53	30,70	41,24	0,68	0,91	0,89
f_{el}	linear-elastische Durchbiegung ohne Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden						
f_{oS}	Durchbiegung unter Ansatz von Zustand II, Zugversteifung und Kriechen, ohne Schwinden						
f_{mS}	Durchbiegung unter Ansatz von Zustand II, Zugversteifung, Kriechen und Schwinden						
$f_{el}^{NC} / f_{el}^{LC}$	Verhältnis der Durchbiegung von NC zu der von LC vergleichbarer Festigkeit nach Spalte 2						
$f_{oS}^{NC} / f_{oS}^{LC}$	Verhältnis der Durchbiegung von NC zu der von LC vergleichbarer Festigkeit nach Spalte 3						
$f_{mS}^{NC} / f_{mS}^{LC}$	Verhältnis der Durchbiegung von NC zu der von LC vergleichbarer Festigkeit nach Spalte 4						

Tab. 4.4: Durchbiegungen einer einachsigen Einfeldplatte unter Einsatz verschiedener Betone für die Lastfälle 1 und 2

KAPITEL 4. DURCHBIEGUNG VON FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON

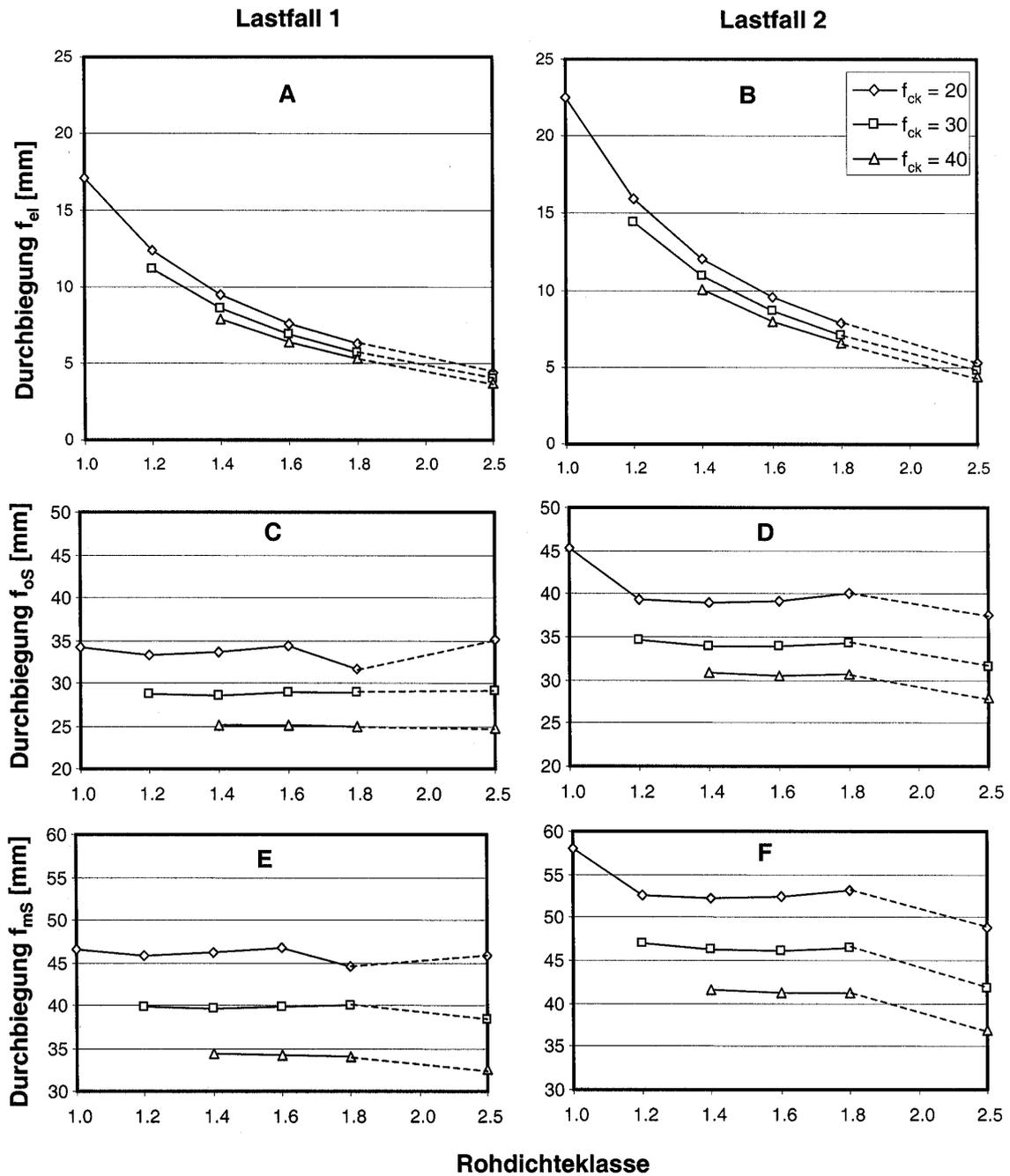


Abb. 4.5: Durchbiegungen an einer einachsigen Einfeldplatte aufgetragen über die Rohdichte (Bezeichnungen s. Tab. 4.4)

betone (vgl. Tab. 4.3). Abb. 4.5 zeigt für diesen Fall deutlich das Absinken in der Durchbiegungskurve. Umgekehrt zeigt im Lastfall 2 die geringe Bewehrung des LC 20/22 D 1.0 deutlich größere Durchbiegungswerte.

- (e) Der Einsatz geringerer **Betonrohddichten** führt nicht zwingend zu Vergrößerungen der Durchbiegungen. Abb. 4.5 C und D zeigen die Durchbiegungen über die Rohddichte aufgetragen ohne Berücksichtigung von Schwindverformungen. Lässt man die Platten mit höherer oder niedrigerer Bewehrung außer Acht (siehe Punkt (d)), zeigt sich, dass die Betonrohddichte die Verformungen nur unwesentlich beeinflusst.
- (f) Mit steigender **Betonrohddichte** nehmen sowohl der Beton-E-Modul als auch die Lasteinwirkungen zu. Ein großer Beton-E-Modul führt zu kleineren Durchbiegungen, eine große Last zu größeren Durchbiegungen. Die Gegenläufigkeit dieser Faktoren kann in der Abb. 4.5 für die Betone der mittleren Rohddichteklassen abgelesen werden: Die mittleren Rohddichteklassen weisen ein günstigeres Verhältnis von E-Modul zu einwirkender Last auf, so dass hier ein leichtes Absinken der Durchbiegungskurven gegenüber den niedrigeren und den höheren Rohddichteklassen zu erkennen ist.
- (g) Die Berücksichtigung der **Schwindverformungen** führt bei Leichtbeton infolge des größeren Schwindmaßes zu einer größeren Erhöhung der Durchbiegungen als bei Normalbeton (Abb. 4.5 E und F). Dies wird in Tab. 4.4, Spalten 6 und 7, bestätigt: Ohne Berücksichtigung des Schwindens ergibt das Verhältnis der Normalbetondurchbiegung zur Leichtbetondurchbiegung einen größeren Wert als das Verhältnis der entsprechenden Durchbiegungen mit Berücksichtigung des Schwindens.
Eine Ausnahme hiervon zeigt Tab. 4.4, Zeile 17: Der Normalbeton ist mit $11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ deutlich stärker bewehrt als der Leichtbeton mit $7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$. Eine stärkere Bewehrung führt zu einer größeren Verformungsbehinderung während des Schwindvorganges durch die Bewehrung und somit zu einer größeren Schwindverkrümmung. Der Unterschied der Bewehrungen bei diesen beiden Betonen ist ausreichend groß, dass der entsprechende Zuwachs der Normalbeton-Schwindverkrümmung bis auf die Durchbiegungswerte durchschlägt.
- (h) Der Einfluss des **Verkehrslastanteils** lässt sich aus dem Vergleich der Ergebnisse der Lastfälle LF 1 und LF 2 in der Abb. 4.5 ablesen: Es ist deutlich zu erkennen, dass sich der Lastzuwachs vom Lastfall 1 zum Lastfall 2 bei den Leichtbetonen geringerer Rohddichteklassen stärker auf die Durchbiegungen auswirkt, da hier aufgrund der insgesamt geringeren Last der relative Anstieg der Belastung größer ist.

KAPITEL 4. DURCHBIEGUNG VON FLACHDECKEN AUS
LEICHTBETON

LF	Beton $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	f_{el} [mm]	f_{oS} [mm]	f_{mS} [mm]	$f_{oS}^{NC} /$ f_{oS}^{LC}	$f_{mS}^{NC} /$ f_{mS}^{LC}
2	NC	5,29	37,54	48,88	-	-
	LC D1.0	22,52	36,50	50,23	1,03	0,97

Tab. 4.5: Durchbiegungen unter der Voraussetzung gleicher Bewehrung

LF	Beton $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	f_{el} [mm]	f_{oS} [mm]	f_{mS} [mm]	$f_{oS}^{NC} /$ f_{oS}^{LC}	$f_{mS}^{NC} /$ f_{mS}^{LC}
2	NC	5,29	37,54	48,88	-	-
	LC _{EG NC} ^{D1.0}	31,59	51,16	64,89	0,73	0,75

Tab. 4.6: Durchbiegungen des Leichtbetons unter 'Normalbetonbelastung'

Insgesamt sind die Ergebnisse stark beeinflusst durch die gewählte Bewehrung. Um eine bessere Vergleichbarkeit herzustellen, wird für den bereits unter Punkt (d) erwähnten bewehrungsbedingten Ausreißer LC 20/22 D 1.0, LF 2 dieselbe Bewehrung angesetzt wie für den entsprechenden Normalbeton ($A_{s1} = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}^2$). Wie Tab. 4.5 zeigt, stellen sich annähernd gleiche Verformungswerte bei Leicht- und Normalbeton ein. Dazu trägt auch die geringere Eigenlast des Leichtbetons bei. Unter den gegebenen Verhältnissen beträgt der Anteil des Betoneigengewichtes etwa 53 % der Gesamtlast beim Normalbeton bzw. 34 % der Gesamtlast beim Leichtbeton. Der Leichtbeton hat insgesamt nur 71 % der Last des Normalbetons abzutragen.

Um den Einfluss der Lastgröße zu verdeutlichen, wird die Durchbiegung des Leichtbetons LC 20/22 D 1.0 unter der Last des Normalbetons für den Lastfall 2 bestimmt. Tab. 4.6 zeigt, dass unter gleichen Lastbedingungen und gleicher Biegelängsbewehrung der Leichtbeton größere Verformungen aufweist als der Normalbeton.

Ergänzend wird zur Untersuchung des Rohdichteinflusses die Durchbiegung eines C 30/37 mit denen eines LC 30/33 verschiedener Rohdichten unter der Voraussetzung gleicher Bewehrungsgehalte ($A_{s1} = 11,31 \text{ kN/m}^2$) verglichen (Tab. 4.7). Der Vergleich basiert auf dem Lastfall 2, weil sich bei diesem Lastfall das geringere Leichtbetoneigengewicht bedingt durch den größeren Verkehrslastanteil relativ zu Lastfall 1 weniger auswirkt.

Die Wahl der Rohdichte beeinflusst die Durchbiegungen offensichtlich kaum. Allerdings benötigen Platten aus Betonen geringerer Rohdichte niedrigere Bewehrungsgehalte, was wiederum zu höheren Durchbiegungen führt. Die Rohdichte hat somit indirekt Einfluss auf die Verformungen.

Beton $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	f_{el} [mm]	f_{oS} [mm]	f_{mS} [mm]	$f_{oS}^{NC} /$ f_{oS}^{LC}	$f_{mS}^{NC} /$ f_{mS}^{LC}
NC	4,77	31,63	41,83	-	-
LC D 1.2	14,42	30,47	43,33	1,04	0,97
LC D 1.4	10,91	29,71	42,41	1,06	0,98
LC D 1.6	8,63	29,52	42,09	1,07	0,99
LC D 1.8	7,06	29,79	42,27	1,06	0,99

Tab. 4.7: Durchbiegungen verschiedener Betone unter der Voraussetzung gleicher Bewehrungen

Flachdecke mit 9 Feldern, Spannweite $L = 6,0 \text{ m} \times 6,0 \text{ m}$ Deckenstärke $h = 25 \text{ cm}$, statische Nutzhöhe d siehe Tab. 4.10
Bewehrung der Zugzone im Feldbereich $A_{S1,F}$ siehe Tab. 4.10 Bewehrung der Druckzone im Feldbereich $A_{S2,F} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ (konstruktiv) Abstand der Zugbewehrung vom gezogenen Rand d_1 entsprechend d (Tab. 4.10) Abstand der oberen Bewehrung vom gedrückten Rand $d_2 = 5,5 \text{ cm}$
Belastungsbeginn nach 8 Tagen 50 % Luftfeuchtigkeit (bei höheren Werten ergeben sich erfahrungsgemäß aufgrund des geringeren Schwindmaßes kleinere Durchbiegungen [58]) Zement CEM 42,5 N
Bemessungswerte der Belastung nach [3], quasi-ständige Einwirkungskombination (Kombinationsbeiwert ψ_2 variabel): Eigengewicht der Decke, Bodenaufbau $g = 2,5 \text{ kN/m}^2$ Verkehrslast $q = 0,6 \cdot 5,0 \text{ kN/m}^2 = 3,0 \text{ kN/m}^2$ (LF 2 aus vorhergehendem Abschnitt)

Tab. 4.8: Systembeschreibung der Flachdecke

4.5 Beispiel Flachdecke

4.5.1 Systembeschreibung und Eingangswerte

Den Untersuchungen des vorliegenden Abschnitts liegt das in Abb. 4.2 und Tab. 4.8 beschriebene System zugrunde. Die Momente werden mit dem Näherungsverfahren nach [79], die Durchbiegungen, wie auch bei der Einfeldplatte, mit dem Verfahren nach [22] bestimmt. Die Betrachtung beschränkt sich auf das Innenfeld und die Eckfelder. Eine Zusammenstellung der betonbezogenen Eingangswerte kann der Tab. 4.2 des vorhergehenden Abschnitts entnommen werden.

Die Tab. 4.9, 4.10 und 4.11 geben die Biegemomente im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) mit dazugehöriger Bewehrung und die Biegemomente im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) an.

	Innenfeld				Eckfeld			
	M_{GS}^F	M_{FS}^F	M_{GS}^S	M_{FS}^S	M_{GS}^F	M_{FS}^F	M_{GS}^S	M_{FS}^S
Beton	[kNm/m]				[kNm/m]			
NC	38,6	25,9	155,6	37,1	76,6	51,5	155,6	37,1
D 1.2	34,2	23,0	126,3	30,1	62,6	42,1	126,3	30,1
D 1.4	35,0	23,5	131,4	31,3	65,1	43,7	131,4	31,3
D 1.6	35,8	24,0	136,5	32,5	67,5	45,4	136,5	32,5
D 1.8	36,5	24,5	141,6	33,7	69,9	47,0	141,6	33,7

Tab. 4.9: Biegemomente der Flachdecke im **ULS**, Lastkombinationen für jeweils extremale Momente

	Innenfeld		Eckfeld		
	erf a_s	vorh a_s	erf a_s	vorh a_s	
	[cm ² /m]				
stat. Nutzhöhe [cm]:	21		20,4		
C30/37	NC	4,36	5,24	9,17	10,26
LC 30/33	D 1.2	3,86	4,02	7,45	7,54
LC 30/33	D 1.4	3,95	4,02	7,79	9,05
LC 30/33	D 1.6	4,04	5,24	8,09	9,05
LC 30/33	D 1.8	4,11	5,24	8,40	9,05

Tab. 4.10: Unten liegende Bewehrung der Flachdecke

4.5.2 Variationen

Es werden die Betonrohddichte und die Betonfestigkeitsklasse variiert: Untersucht werden die Betone C 30/37 und LC 30/33 in Kombination mit den Rohddichteklassen D 1.2 bis D 1.8.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die an der Einfeldplatte gefundenen Ergebnisse sich an der Flachdecke bestätigen und auf Flachdecken anderer Betonfestigkeitsklassen übertragen lassen.

4.5.3 Ergebnisse

Bei der vorliegenden Flachdecke wird unter der im SLS maßgebenden Lastkombination im Innenfeld weder in den Feld- (FS) noch in den Gurtstreifen (GS) das Rissmoment und damit Zustand II erreicht. Wie bereits erläutert werden zudem bei Innenfeldern Schwindeffekte nicht berücksichtigt. Daher wird für das Innenfeld nur die linear-elastische Durchbiegung unter Berücksichtigung von Kriechverformungen berechnet (Tab. 4.12).

In den Feldbereichen der Eckfelder wird sowohl in den Feld- als auch in den Gurtstreifen Zustand II erreicht. Hier werden die Durchbiegungen unter Berücksichtigung von Zustand II, Zugversteifung, Kriechen und Schwinden berechnet.

	Innenfeld				Eckfeld			
	M_{GS}^F	M_{FS}^F	M_{GS}^S	M_{FS}^S	M_{GS}^F	M_{FS}^F	M_{GS}^S	M_{FS}^S
Beton	[kNm/m]							
NC	19,97	13,42	77,49	18,45	45,14	30,33	77,49	18,45
D 1.2	16,73	11,25	55,76	13,28	34,79	23,38	55,76	13,28
D 1.4	17,30	11,62	59,54	14,18	36,59	24,59	59,54	14,18
D 1.6	17,86	12,00	63,32	15,08	38,39	25,79	63,32	15,08
D 1.8	18,42	12,38	67,10	15,98	40,19	27,00	67,10	15,98

Tab. 4.11: Biegemomente der Flachdecke im **SLS**, Lastkombination für maximale Feldmomente

Beton	Innenfeld		Eckfeld			
	$f_{el,K}$ [mm]	$f_{el,K}^{NC}/f_{el,K}^{LC}$	f_{oS} [mm]	f_{mS} [mm]	f_{oS}^{NC}/f_{oS}^{LC}	f_{mS}^{NC}/f_{mS}^{LC}
C 30/37 NC	4,87	-	36,54	47,13	-	-
LC 30/33 D 1.2	8,68	0,56	46,03	56,72	0,79	0,83
LC 30/33 D 1.4	7,24	0,67	39,78	51,73	0,92	0,91
LC 30/33 D 1.6	6,33	0,77	38,79	51,10	0,94	0,92
LC 30/33 D 1.8	5,72	0,85	38,46	51,00	0,95	0,92

$f_{el,K}$ = linear-elastische Durchbiegung unter Ansatz des Kriechens
weitere Erläuterungen siehe Tab. 4.4

Tab. 4.12: Durchbiegungen der Flachdecke unter Einsatz verschiedener Betone

Tab. 4.12 fasst die Ergebnisse zusammen:

Der Vergleich der Durchbiegung in den Innenfeldern zeigt den bereits von der Einfeldplatte bekannten deutlichen Unterschied der Verformungen bei Leicht- und Normalbeton, der sich bei linear-elastischer Berechnung einstellt. Die Verhältniswerte $f_{el,K}^{NC}/f_{el,K}^{LC}$ sind etwas größer als bei der Einfeldplatte, was durch die Berücksichtigung der Kriechverformungen zu erklären ist.

Auch bei den Eckfeldern bestätigen sich die an der Einfeldplatte gefundenen Ergebnisse: Die große Feldbewehrung des Normalbetons und die kleine Feldbewehrung des Leichtbetons D 1.2 führen zu kleineren bzw. größeren Verformungswerten. Im Bereich konstanter Feldbewehrung (LC D 1.4 - 1.8) sind die Durchbiegungen nahezu konstant und damit unabhängig von der Rohdichte.

4.6 Normung

Nach DIN 1045-1 [2] sind die Werte nach Tab. 4.13 für die Durchbiegung bzw. die statische Nutzhöhe für normale bis erhöhte Anforderungen bei $L = 6,0$ m (Einfeldplatte) einzuhalten. Obwohl die statische Nutzhöhe in dem Einfeldplatten-Beispiel, welches vorhergehend besprochen wurde, $d = 21,9$ cm beträgt und damit für jeden der in der Tab. 4.13 aufgeführten Betone größer ist als die nach dem Bie-

KAPITEL 4. DURCHBIEGUNG VON FLACHDECKEN AUS
LEICHTBETON

Beton	direkte Berechnung f [mm]	indirekte Berechnung d [cm]
Anforderung:	$f \leq L/250; f \leq L/500$	$d \geq l_i/35; d \geq l_i^2/150$
NC	24; 12	17,0; 24,0
LC D 1.0	24; 12	21,7; 30,4
LC D 1.2	24; 12	20,6; 28,8
LC D 1.4	24; 12	19,6; 27,5
LC D 1.6	24; 12	18,9; 26,4
LC D 1.8	24; 12	18,2; 25,5
L = Spannweite der Platte l _i = Ersatzstützweite der Platte [2]		

Tab. 4.13: Zulässige Werte für die Durchbiegung bzw. die statische Nutzhöhe nach DIN 1045-1 für eine Einfeldplatte

Beton	direkte Berechnung f [mm]	indirekte Berechnung	
		Innenfeld d [cm]	Eckfeld d [cm]
Anforderung:	$f \leq L/250; f \leq L/500$	$d \geq l_i/35; d \geq l_i^2/150$	
NC	24; 12	10,3	13,7; 15,4
LC D 1.2	24; 12	12,7	16,9; 18,9
LC D 1.4	24; 12	12,0	16,1; 18,0
LC D 1.6	24; 12	11,5	15,4; 17,2
LC D 1.8	24; 12	11,1	14,8; 16,6
L = Spannweite der Platte l _i = Ersatzstützweite der Platte [2] Für das Innenfeld dieses Beispiels wird stets $d \geq l_i/35$ maßgebend.			

Tab. 4.14: Zulässige Werte für die Durchbiegung bzw. die statische Nutzhöhe nach DIN 1045-1 für eine Flachdecke mit $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

geschlankheitskriterium für normale Anforderungen notwendige, liegen die unter Ansatz der Rissbildung berechneten Durchbiegungswerte (Tab. 4.4, Spalte 3 und 4) allesamt über dem nach DIN 1045-1 zugelassenen Wert von 24 mm (Tab. 4.13, mittlere Spalte).

Gleiches gilt für die Flachdecke. Wie Tab. 4.14 zeigt, wird für die in diesem Kapitel betrachtete Flachdecke mit einer statischen Nutzhöhe von 21 cm im Innenfeld und 20,4 cm in den Eckfeldern das Biegeschlankheitskriterium selbst für erhöhte Anforderungen für alle Betone erfüllt. Dennoch wird die zulässige Durchbiegung bei normalen Anforderungen von 24 mm bei jedem der betrachteten Betone in den Eckfeldern überschritten (vgl. Tab. 4.12). Im Innenfeld, welches unter der quasi-ständigen Lastkombination im Zustand I verbleibt, entschärft sich die Problematik. Hier wird auch die erhöhte Anforderung von maximal 12 mm Durch-

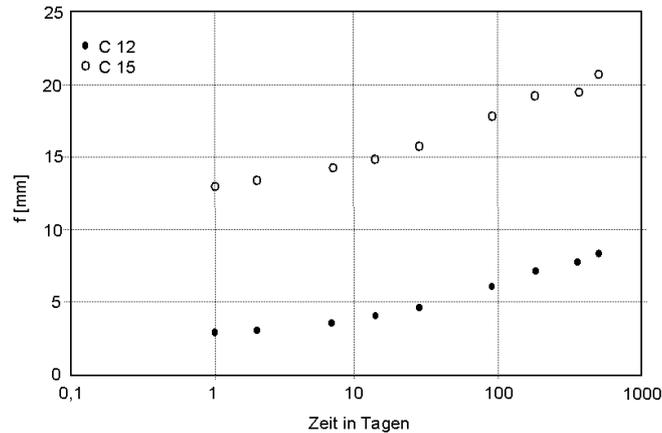


Abb. 4.6: Experimentell ermittelte Durchbiegungswerte einer einachsig gespannten Einfeldplatte [60]

biegung für alle Betone erfüllt.

Schlussfolgerung hieraus ist, dass sowohl bei Leicht- als auch bei Normalbeton die Einhaltung der zulässigen Durchbiegungen mit Hilfe des Biegeschlankheitskriteriums nicht sichergestellt werden kann. Diese Problematik wird von *Zilch* und *Donaubauer* [58] bestätigt und darauf zurückgeführt, dass das Biegeschlankheitskriterium wesentliche Einflussfaktoren auf die Durchbiegung, wie die Betongüte, insbesondere die Betonzugfestigkeit, den quasi-ständigen Lastanteil, die Auswirkungen der Umgebungsbedingungen auf die zeitabhängigen Verformungen und die genaue Erfassung des statischen Systems nicht berücksichtigt.

Da die hier vorgeführte Bewertung des Biegeschlankheitskriteriums nur auf den Ergebnissen des Berechnungsverfahrens nach [22] basiert, ist eine Überprüfung dieses Verfahrens mittels einer Vergleichsrechnung sinnvoll. Hierfür wird die experimentelle Untersuchung einer einachsig abtragenden Einfeldplatte aus Normalbeton nach [60], ähnlich der Platte aus dem vorliegenden Kapitel, herangezogen und mit dem hier angewendeten Berechnungsverfahren nachgerechnet. Abb. 4.6 zeigt die experimentell gewonnenen Werte der Durchbiegungen zweier Normalbetonplatten. Tab. 4.15 stellt den Vergleich der aus Abb. 4.6 abgelesenen Werte mit den nach [22] berechneten dar. Die Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung der Rissbildung, der Zugversteifung und der zeitabhängigen Verformungen. Die gute Übereinstimmung der Werte bestätigt die Tauglichkeit des Berechnungsverfahrens nach [22].

Eine Überprüfung der Verformungswerte der Flachdecke wurde mittels einer FE-Rechnung durchgeführt und die Eignung des angewandten Berechnungsverfahrens

	$f_{\text{experimentell}}$ [mm]	$f_{\text{berechnet}}$ [mm]
C 12	8,29	9,39
C 15	20,71	20,14

Tab. 4.15: Gegenüberstellung der experimentell ermittelten Durchbiegungen mit den nach [22] berechneten Werten

nach [22] für dieses Flachdeckensystem bestätigt.

Eine eventuell erforderliche Verringerung der Durchbiegung ist durch Anordnung einer Schalungsüberhöhung oder durch eine Erhöhung der Bewehrung oder der Bauteildicke möglich.

Die Notwendigkeit, das Biegeschlankheitskriterium für Leichtbeton in Abhängigkeit der Rohdichte zu staffeln, wie es in DIN 1045-1 vorgesehen ist, kann anhand der hier gezeigten Berechnungen nicht nachgewiesen werden. Die Ergebnisse sprechen für eine Gleichbehandlung von Normal- und Leichtbeton.

Ergänzend werden die Auswirkungen der Durchbiegungsbeschränkung nach DIN 1045-1 im Folgenden quantifiziert, um die Einsatzbereiche der verschiedenen Rohdichten in Abhängigkeit der Deckenstärke und der Spannweite für die nachfolgenden Untersuchungen gemäß der Norm abzustecken. Hierbei wird das Kriterium zur Beschränkung der Durchbiegung gemäß DIN 1045-1 $l_i/d \leq 35 \cdot \eta_E^{0,15}$ zugrunde gelegt ($\eta_E = (\rho/2200)^2$).

Die Abb. 4.7 zeigt die Einsatzbereiche der verschiedenen Betone in Abhängigkeit der Spannweite und der Deckenstärke. Es werden ausschließlich die für die Deckenstärke maßgebenden Randfelder betrachtet.

Wird eine Mindestdeckenstärke von 20 cm vorausgesetzt, erfüllen im unteren Spannweitenbereich bis 5,00 m alle Betone die Anforderungen an die Durchbiegungsbeschränkung gleichermaßen. Im Bereich von 6,00 m bis 7,00 m Spannweite benötigen die unteren Leichtbetonklassen (D 1.0, D 1.2 und D 1.4) eine um jeweils 3 cm stärkere Decke. Bei Spannweiten von 8,0 m ist der Einsatz der geringsten Leichtbetonklasse D 1.0 nicht mehr zu empfehlen. Die übrigen Leichtbetonklassen (D 1.2 bis D 2.0) benötigen auch hier eine um 3 cm stärkere Platte.

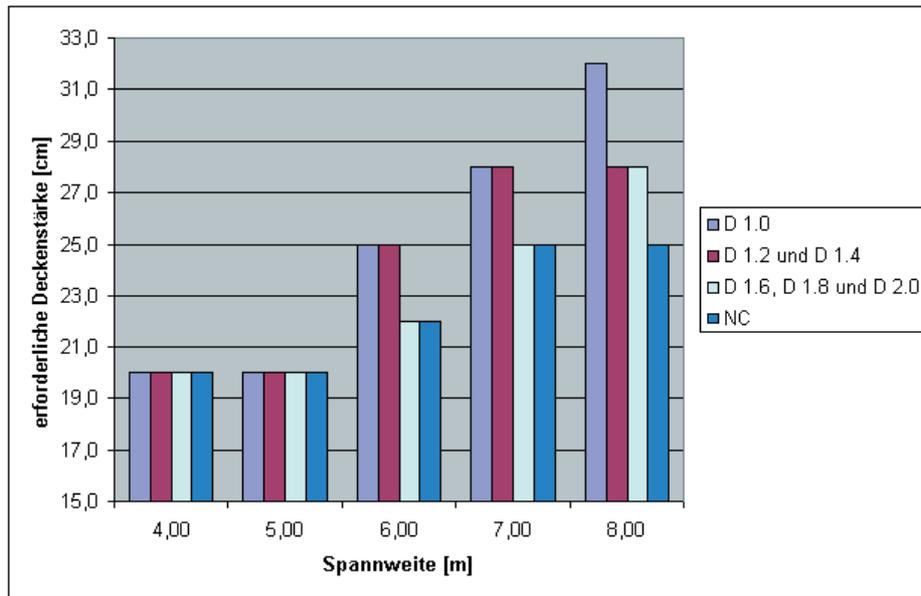


Abb. 4.7: Erforderliche Deckenstärke eines Randfeldes unter der Bedingung $l_i/d \leq 35 \cdot \eta_E^{0,15}$ gemäß [2]

4.7 Zusammenfassung

Die Durchbiegungen von Leichtbeton- und Normalbetondecken liegen trotz stark unterschiedlicher E-Moduln in vergleichbarer Größenordnung. Ursächlich hierfür ist, dass der für eine linear-elastische Verformungsberechnung maßgebende Parameter Beton-E-Modul unter Rissbildung seinen bedeutenden Einfluss verliert. Darüber hinaus wird der geringere E-Modul des Leichtbetons zusätzlich durch die geringere Eigenlast der Leichtbetondecke ausgeglichen.

Die in den besprochenen Beispielen gewählte Deckenstärke von $h = 25$ cm stellt im Zusammenhang mit Flachdecken sicherlich einen unteren Grenzwert dar. Eine Erhöhung der Deckenstärke hat eine deutliche Verringerung der Durchbiegungen zur Folge, insbesondere bei Leichtbeton, da hier der Zuwachs des Eigengewichtes geringer ist.

Es konnte gezeigt werden, dass der vorhandene Biegelängsbewehrungsgrad einen entscheidenden Einfluss auf die Größe der Verformungen hat. Es wird daher empfohlen, im Einzelfall zu prüfen, ob nicht auf die Möglichkeit, beim Einsatz von Leichtbeton in der Flachdecke Biegelängsbewehrung einzusparen, zu Gunsten geringerer zu erwartender Durchbiegungswerte verzichtet werden sollte.

Die Berücksichtigung der Schwindverformungen führt bei Leichtbeton zu einer

verstärkten Vergrößerung der Durchbiegung. Ohne Ansatz der Schwindverformung weist der Leichtbeton bei gleichem Biegelängsbewehrungsgrad geringere Durchbiegungen auf als der Normalbeton. Der zusätzliche Schwindverformungsanteil kompensiert diesen 'Vorsprung' und führt zu annähernd gleichen oder auch zum Teil etwas größeren Durchbiegungen bei Leichtbeton gegenüber dem Normalbeton.

In den Untersuchungen in [58] wurde beobachtet, dass der Schwindeinfluss auf die Verformungen nur in Randfeldern von Bedeutung ist. In Innenfeldern, in denen sich Zwangspannungen infolge von Schwinden, die den Lastmomenten entgegenwirken, aufbauen, können Schwindverformungen vernachlässigt werden.

Nach DIN 1045-1 gelten für die Durchbiegungsbeschränkung von Leichtbetondecken ohne direkte Berechnung restriktivere Regelungen als für Normalbetondecken. Dies ist mit den vorliegenden Ergebnisse nicht zu begründen. Die Durchbiegungen sind weitestgehend unabhängig von der eingesetzten Rohdichte und der eingesetzten Betonsorte.

Die hier aufgeführten Ergebnisse gelten unter der Annahme, dass der Beton unter der zu betrachtenden Einwirkungskombination zumindest in Teilbereichen in den Zustand II übergeht. Sind die einwirkenden Lasten nicht groß genug, verbleibt der Querschnitt im Zustand I und verhält sich annähernd linear-elastisch. Der geringere E-Modul des Leichtbetons führt dann zu deutlich größeren Verformungswerten als sie sich bei Normalbeton einstellen. Absolut gesehen liegen diese Werte jedoch in Größenordnungen, die als unkritisch zu bezeichnen sind. So können bei Flachdecken die Innenfelder im Zustand I verbleiben, während die stärker beanspruchten Eckfelder meist in den Zustand II übergehen. Unabhängig davon weisen die Eckfelder grundsätzlich die größten und damit maßgebenden Durchbiegungen in einer regelmäßigen Flachdecke auf. Unter der Annahme einer konstanten Deckenstärke über die gesamte Flachdecke spielen die Durchbiegungen der Innenfelder somit keine Rolle.

Kapitel 5

Pumpbarkeit von Leichtbeton

5.1 Problemstellung

Zur Förderung des Betons auf der Baustelle hat sich in Europa der Einsatz von Pumpen weitestgehend durchgesetzt. Mittlerweile werden auf ca. 60 % aller Baustellen die Vorteile des Pumpeneinsatzes gegenüber dem Transport mittels Kran und Kübel genutzt: Pumpe und Förderleitungen sind zügig montiert und der Beton gelangt schnell und unter wenig Personaleinsatz an den Einbauort. Dabei lassen sich durch die Wahl mobiler Pumpsysteme hohe Auslastungsgrade erreichen. Bei stationären Pumpen muss die höhere Leistungsfähigkeit des Gerätes meist gegen längere Stillstandszeiten abgewogen werden [19]. Abb. 5.1 zeigt, dass der Pumpeneinsatz trotz Annahme eines bereits installierten Kranes ab einer Betoneinbaumenge von etwa 30 m³/h wirtschaftlich ist.

Die Pumpbarkeit eines Betons ist ein wichtiger Parameter im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit seines Einsatzes. Dies gilt wegen der großen Betonkubatur ins-

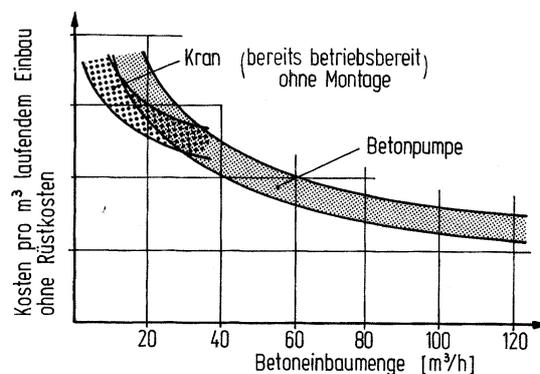


Abb. 5.1: Vergleich der Transportkosten Pumpe - Kran nach [19]

besondere für Deckenbeton. Bei Normalbeton, ob normalfest oder hochfest, ist die Pumpförderung mittlerweile problemlos bis in Höhen über 300 m möglich. Auf den Einsatz von Pumpsystemen beim Einbau von Leichtbeton wird heute noch, trotz zahlreicher positiver Erfahrungen, vielfach verzichtet. Nicht selten wird eine Tragwerkslösung mit Leichtbeton aufgrund der Pumpproblematik frühzeitig verworfen.

Die Herstellung pumpbarer Leichtbetone steht folgenden Problemen gegenüber:

- Durch den in den Förderleitungen vorhandenen Überdruck von bis zu 200 bar dringt Zugabewasser in die Kornporen ein und wird damit dem Zementleim entzogen. Dadurch verändert sich die Frischbetonkonsistenz. Es kommt zu einem frühzeitigen Ansteifen des Betons, so dass er sich nach dem Pumpvorgang nicht mehr verarbeiten (verteilen, verdichten) lässt.
- Die in den Poren vorhandene Luft wird unter Pumpendruck komprimiert. Dies ermöglicht die Wasseraufnahme der Poren und verringert das Volumen des Betons. Mit zunehmender Entfernung von der Pumpe lässt der Druck im Beton nach, und das Betonvolumen nimmt wieder zu. Dieser Effekt (Luftpumpeneffekt) kann zu Verstopfungen in den Rohrleitungen führen.
- Verschiedenen Beobachtungen [21] zufolge quillt das in die Zuschläge gedrückte Wasser nach Verlassen der Leitung durch den plötzlichen Drucknachlass schlagartig aus den Zuschlägen wieder heraus und zerstört dadurch die Kontaktzone zwischen Zuschlagkorn und Matrix bzw. den dortigen Verbund. In [21] wird auch von anderen Fällen berichtet, bei denen ein kontinuierliches Austreten des Wassers aus den Zuschlägen beobachtet wurde. Dies kann als positiv im Sinne einer inneren Nachbehandlung angesehen werden. Insgesamt wurden in diesem Bereich sehr unterschiedliche Erfahrungen gemacht, was auf den Einsatz verschiedenartiger Zuschläge zurückgeführt werden kann.

5.2 Einflussparameter auf die Pumpbarkeit

Folgende Parameter beeinflussen die Pumpbarkeit:

Zuschlagsart:

Die verschiedenen Leichtbetonzuschläge unterscheiden sich sehr wesentlich in ihrem Wasserabsorptionsverhalten. Je saugfreudiger ein Leichtzuschlag ist, und je schlagartiger er das aufgenommene Wasser bei Druckentlastung nach Rohraustritt wieder abgibt, desto schlechter ist seine Pumpbarkeit. Die Saugfähigkeit und die Wasserabgabe bei Druckentlastung hängen maßgeblich von der Porenstruktur ab.

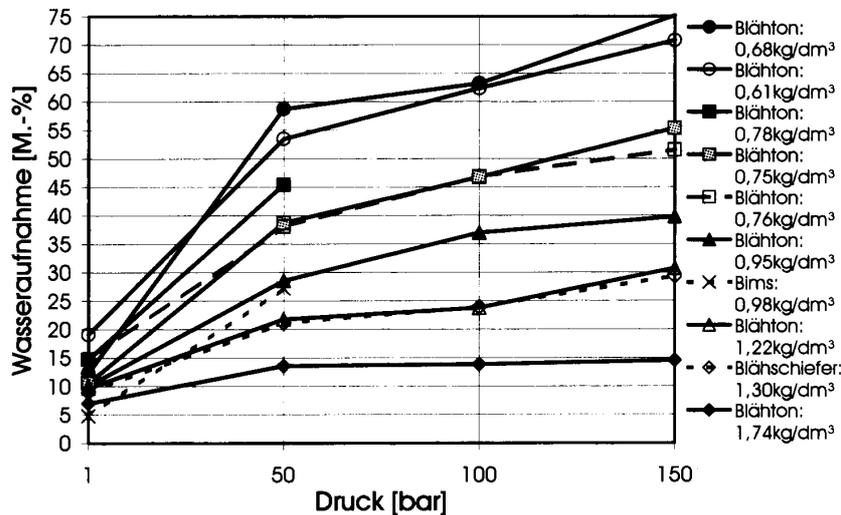


Abb. 5.2: Wasseraufnahme von Leichtzuschlägen verschiedener Rohdichten nach 30 Minuten unter Druck [30]

Es lassen sich grundsätzlich drei Arten unterscheiden: Zuschläge mit geschlossenen Poren (z. B. ungebrochener Blähschiefer), Zuschläge mit teilweise offenen Poren (z. B. Blähton) und Zuschläge mit offenen Poren (z. B. gesinterte Flugasche, Lytag). Zuschläge mit geschlossenen Poren und mit offenen Poren verhalten sich unter Pumpendruck günstiger als solche mit teilweise offenen Poren. Geschlossene Poren nehmen nur in sehr geringem Maße Wasser auf, so dass Betone mit solchen Zuschlägen ähnlich wie Normalbeton pumpbar sind. Offene Poren nehmen unter atmosphärischem Druck infolge des Kapillareffektes sehr schnell sehr viel Wasser auf. Daher ist unter Pumpendruck eine zusätzliche Wasseraufnahme kaum noch möglich und die Eigenschaften des Frischbetons verändern sich durch den Pumpvorgang nicht. Zuschläge mit teilweise offenen Poren zeichnen sich durch eine verzögerte Wasseraufnahme aus. Sie stellen im Hinblick auf das Pumpen den schwierigsten Fall dar, weil diese Porenstruktur unter atmosphärischen Bedingungen nur langsam Wasser aufnimmt, unter Pumpendruck aber verstärkt, so dass es zu den in Abschnitt 5.1 beschriebenen Problemen kommt.

Für die in Europa aufgrund ihres regionalen Vorkommens hauptsächlich eingesetzten Blähtone mit teilweise offener Porenstruktur gilt:

Je geringer die Rohdichte der Zuschläge ist, desto größer ist ihr Porenvolumen, und desto ungünstiger ist ihr Verhalten unter Pumpendruck. Abb. 5.2 zeigt die Wasseraufnahme verschiedener getrockneter Leichtzuschläge nach 30-minütiger Druckbeanspruchung in Größenordnungen, wie sie üblicherweise beim Pumpen auftreten. Es ist erkennbar, dass die Körner unter einem Druck von 150 bar bis

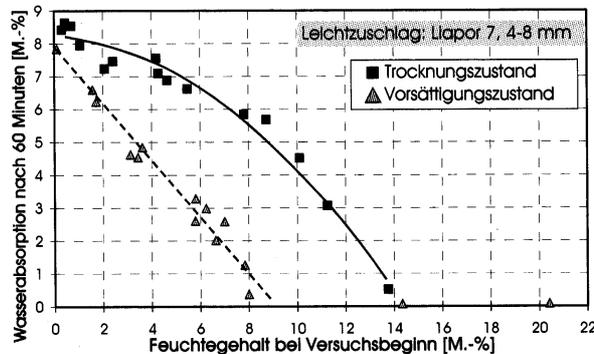


Abb. 5.3: Wasseraufnahme eines Blähton Leichtzuschlages (Liapor) nach 60 minütigem Wasserbad [30]

zu fünf mal mehr Wasser aufnehmen als unter atmosphärischen Bedingungen (1 bar). Dabei nehmen Zuschläge niedrigerer Rohdichte, die schon unter atmosphärischen Bedingungen relativ zu ihrer Masse große Wassermengen absorbieren, bei ansteigendem Druck überproportional mehr Wasser auf als Zuschläge höherer Rohdichte. Ein Blähton mit einer Kornrohichte von $0,61 \text{ kg/dm}^3$ beispielsweise nimmt ebenso wie ein Blähton mit einer Kornrohichte von $1,22 \text{ kg/dm}^3$ unter atmosphärischem Druck ca. 120 l/m^3 Wasser auf. Unter einem Druck von 150 bar nimmt der leichtere Blähton ($0,61 \text{ kg/dm}^3$) 430 l/m^3 auf, während der schwerere Blähton ($1,22 \text{ kg/dm}^3$) 370 l/m^3 absorbiert.

Des Weiteren sind kleine Korngrößen für die Pumpbarkeit günstiger als große, da kleine Zuschlagskörner schneller Wasser aufnehmen. Somit ist eine ausreichende Vorsättigung (s. u.) einfacher erreicht.

Runde Zuschlagskörner lassen sich aufgrund ihrer besseren Gleitfähigkeit leichter pumpen als gebrochene.

Wassergehalt der Zuschläge:

Für das Absorptionsverhalten ist nicht nur die Rohdichte entscheidend (siehe Abb. 5.2), sondern auch der Durchfeuchtungszustand der Zuschläge. Wird ein trockenes Zuschlagkorn vorgeenässt, dringt die Feuchtigkeit von außen nach innen in das Korn ein. In diesem Zustand, der von Faust [30] als *Vorsättigungszustand* bezeichnet wird, sind die äußeren Bereiche des Korns durchfeuchtet, während sich im Inneren noch ein trockener Kern befindet. Bei vollständiger Vorsättigung ist das gesamte Korn durchfeuchtet. Anschließend beginnt die Trocknung. Das Korn trocknet von außen nach innen, so dass sich hier umgekehrte Verhältnisse einstellen: Das Korninnere weist einen feuchten Kern auf, während die äußeren Bereiche bereits getrocknet sind. Nach [30] wird dieser Zustand als *Trock-*

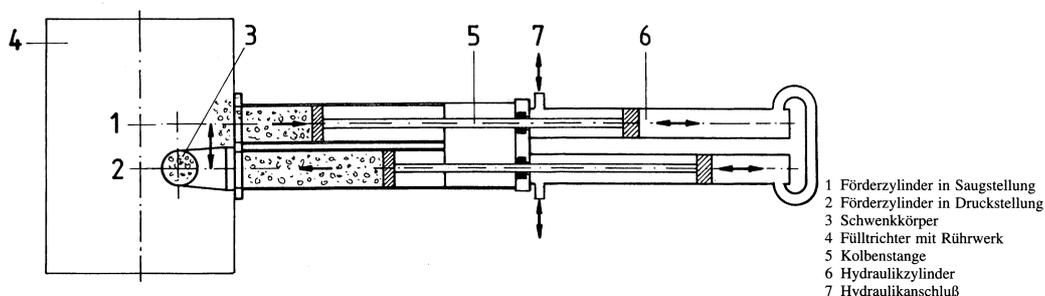


Abb. 5.4: Kolbenbetonpumpe [20]

nungszustand bezeichnet. Abb. 5.3 zeigt die zusätzliche Wasseraufnahme eines Blähton-Leichtzuschlages (Liapor) in Abhängigkeit des Durchfeuchtungszustandes. Es ist erkennbar, dass der Zuschlag im Vorsättigungszustand aufgrund der bereits durchfeuchteten Randbereiche weniger Wasser absorbiert als der Zuschlag mit trockenen Randbereichen.

Da trockene Zuschläge sehr viel mehr Wasser aufnehmen und somit dem Zementleim entziehen als feuchte, wird empfohlen, die Zuschläge für Betone, die gepumpt werden sollen, vor dem Mischvorgang vorzunässen. Es muss allerdings eine Erhöhung des Wassergehaltes im Beton in Kauf genommen werden, der zu einer höheren 28-Tage-Rohdichte, zu längeren Austrocknungszeiten und eventuell auch zu einem ungünstigeren Brandverhalten führt.

Arten der Vornässung:

- Vakuum-Sättigung: fast vollständige Sättigung (effektiv, aber teuer),
- Eintauchen der Zuschläge in ein Wasserbad über eine bestimmte Zeit,
- kontinuierliches Besprühen der Zuschläge mit Wasser über 3 bis 7 Tage.

Zement:

Feinanteile im Zement, Silicastaub oder Flugasche verbessern die Pumpbarkeit, weil sie die Oberflächenporen der Zuschläge abdichten und somit deren Wasseraufnahme reduzieren. Um diesen Effekt zu nutzen, sollten die Zuschläge als erstes in noch trockenem Zustand mit den Feinanteilen gemischt werden [61].

Pumpsystem/Pumpdruck/Pumphöhe/Pumpleistung/Nennweite des Rohres:

Heutzutage sind zwei verschiedene Pumpsysteme üblich:

- Kolbenbetonpumpe (Abb. 5.4):
Hydraulisch betriebene Kolben, die im Wechselspiel einen ersten Zylinder durch Saugkräfte mit Beton füllen, während ein zweiter Zylinder über Druckkräfte den Beton an die Förderleitung abgibt. Ein Schwenkkörper regelt den wechselnden Zugriff auf den Fülltrichter und die Förderleitung;

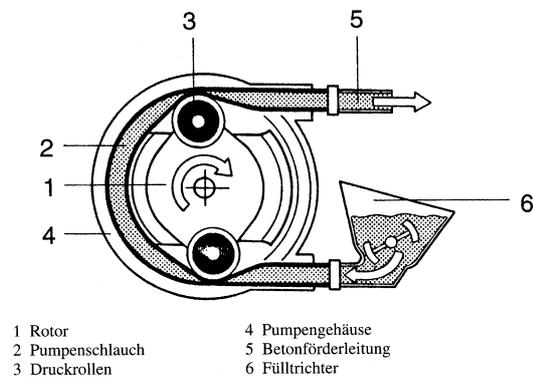


Abb. 5.5: Rotorbetonpumpe [20]

es entsteht eine fast kontinuierliche Förderung des Betons. Die mögliche Förderleistung liegt zwischen $20 \text{ m}^3/\text{h}$ - $150 \text{ m}^3/\text{h}$ bei einem Abgabedruck von 75 bar - 200 bar.

- Rotorbetonpumpe (Abb. 5.5):
Hydraulisch betriebene Pumpe, die einen Schlauch über zwei Druckrollen zusammenpresst und dadurch den darin befindlichen Beton in die Förderleitung schiebt. Es entsteht eine kontinuierliche Förderung des Betons. Die mögliche Förderleistung liegt zwischen $22 \text{ m}^3/\text{h}$ und $84 \text{ m}^3/\text{h}$ bei einem Abgabedruck von 30 bar bis 40 bar. Aufgrund der geringen Leistung ist der Einsatz der Rotorbetonpumpe auf kleine und mittlere Baustellen beschränkt.

Der Pumpdruck hängt von dem Rohrdurchmesser, der Pumphöhe und der Pumpleistung ab. Je kleiner der Durchmesser, je größer die Höhe und je größer die Leistung ist, desto größer ist der notwendige Druck. Dabei besteht zwischen Pumpdruck und Förderleistung ein lineares Verhältnis. Die Pumprohre bestehen meist aus verschleißarmem Stahl. Gebräuchliche Nennweiten liegen zwischen 80 mm und 200 mm. Dabei eignen sich größere Rohre für größere Gesteinskörnungen.

Die mit den angegebenen Pumpsystemen erreichbare Förderhöhe hängt von dem Rohrdurchmesser, den Rohrleitungsverlusten (Anzahl und Radien der Rohrkrümmungen, Anzahl und Ausbildung der Rohrverjüngungen, Länge eventuell benötigter horizontaler Rohrleitungen), der Rohddichte des Betons und den rheologischen Eigenschaften des Betons ab. Zur groben Orientierung können Anhaltswerte nach der Leitungswertmethode [19] abgeschätzt werden: bei einem Pumpdruck von 200 bar ergibt sich beispielsweise eine mögliche Förderhöhe von über 300 m. Bei einem Druck von 40 bar können 70 m Förderhöhe und mehr erreicht werden.

Die meisten Erfahrungen beim Pumpen von Leichtbeton wurden mit den leistungsfähigeren Kolbenpumpen gemacht. Es gibt jedoch keine Hinweise darauf, dass das eingesetzte Pumpsystem den Erfolg des Pumpens von Leichtbeton beeinflusst [35].

5.3 Lösungsansätze und Empfehlungen für pumpbaren Leichtbeton

Folgende Methoden werden für das Pumpen von Leichtbeton empfohlen:

1. Der Beton wird mit einer deutlich weicheren Konsistenz als für den Einbau verlangt hergestellt. Nach dem Pumpvorgang erreicht der Beton durch den Wasserentzug die gewünschte Konsistenz [18].
2. Das Vornässen der Zuschläge ist trotz der oben beschriebenen Nachteile eine funktionale und bewährte Maßnahme, die nach *Thienel* [35] für den Erfolg des Pumpens von Leichtbeton dringend zu empfehlen ist. Die Vorsättigung sollte mindestens einen Wassergehalt von 20 M.-% ergeben. Um die Auswirkungen der negativen Effekte einkalkulieren zu können, sind Vorversuche anzuraten.
3. Es werden Betonverflüssiger, Superverflüssiger und Stabilisierer als Pump-hilfen eingesetzt:
Betonverflüssiger und Superverflüssiger bewirken einen geringeren Wasseranspruch und geringere Reibungskräfte zwischen Zement und Zuschlag. So wird eine bessere Verarbeitbarkeit und Pumpbarkeit des Frischbetons erreicht.
Stabilisierer sind Betonzusatzmittel, die im Beton ein homogenes Gefüge erhalten, Entmischungen und ein Aufschwimmen der Zuschläge vermeiden, die innere Reibung herabsetzen und die Wasseraufnahme der Leichtbetonzuschläge reduzieren. Die Betone werden gleitfähiger und sind somit leichter zu pumpen.
4. Versuche, die Pumpbarkeit von Leichtbeton durch Hydrophobierung der Zuschläge zu verbessern, zeigten bisher keinen Erfolg. In [63] wird von Erfahrungen mit einer Wasserglas-Hydrophobierung berichtet. Die Hydrophobierung reduziert zwar erfolgreich die Wasseraufnahme der Zuschläge, dichtet diese aber nicht vollständig ab. Durch die verbleibende Durchlässigkeit der Beschichtung wird ein Zusammendrücken der in den Poren vorhandenen Luft unter Pumpendruck ermöglicht. Lässt der Druck in der Leitung mit zunehmendem Abstand von der Pumpe nach, kommt es durch den bereits

oben beschriebenen Luftpumpeneffekt zu Verstopfungen.

Müller [62] entwickelte ein Verfahren zur Herstellung von Leichtzuschlägen mit einer zementgebundenen Umhüllung, welches nach eigenen Angaben die Pumpbarkeit von Leichtbeton sicherstellt. Erfahrungen hierzu liegen nicht vor.

Darüber hinaus sind weitere Aspekte zu beachten:

- Die Verwendung von kleinen Korndurchmessern verbessert die Pumpbarkeit.
- Die Zugabe von Feianteilen wie Steinkohlen-Flugasche verbessert die Pumpbarkeit.
- Um die Pumpbarkeit sicherzustellen, die Festbetoneigenschaften vorzudefinieren und eventuell unerwünschte Nebeneffekte abzuschätzen, sind Vorversuche unter Verwendung der jeweiligen zum Einsatz kommenden Betonmischung mit den entsprechenden Zuschlägen und unter Einsatz des festgelegten Pumpsystems unter möglichst baustellennahen Bedingungen unverzichtbar [35].

5.4 Beispiele für erfolgreichen Einsatz von Pumpleichtbeton

Dass Leichtbeton nach dem heutigen Stand der Technik pumpbar ist, belegen folgende Beispiele erfolgreich ausgeführter Bauvorhaben:

- Picasso Tower, Madrid, 1988 (Abb. 5.6): Leichtbeton für die Deckenkonstruktion mit einer Rohdichte von $1,86 \text{ kg/dm}^3$, Druckfestigkeit 30 N/mm^2 , Pumphöhe 154 m, Kolbenpumpe, vorgemastete Zuschläge Typ Arlita (Blähton), Rezeptur:

Zement CEM I	320 kg/m^3
Flugasche	120 kg/m^3
Natursand	900 kg/m^3
Leichtzuschlag (Arlita 3-8 mm)	138 kg/m^3
Zugabewasser	190 kg/m^3
Wassermenge in den vorgesättigten Zuschlägen	138 kg/m^3
Pumphilfe	0,3 kg/m^3

- Canary Wharf Tower, London, 1991: Pumphöhe bis 228 m unter Einsatz vakuumvorgemasteter Zuschläge

5.4. BEISPIELE FÜR ERFOLGREICHEN EINSATZ VON PUMPLEICHTBETON



Abb. 5.6: Picasso Tower, Madrid, 1988

- The new Tokyo metropolitan government building, 1991: Leichtbeton für die Deckenkonstruktion mit einer Rohdichte von $1,85 \text{ kg/dm}^3$, Druckfestigkeit 21 N/mm^2 , Pumphöhe 243 m
- Nationsbank corporate center, North Carolina, 1992 (Abb. 5.7): Leichtbeton für die Deckenkonstruktion mit einer Rohdichte von $1,89 \text{ kg/dm}^3$, Druckfestigkeit 47 N/mm^2 , Pumphöhe bis zu 252 m, vorgehätselte Zuschläge, Rezeptur:

Zement CEM III	385 kg/m^3
Flugasche	83 kg/m^3
Leichtzuschlag (Blähschiefer)	534 kg/m^3
Natursand	765 kg/m^3
Wasser	175 kg/m^3
Betonverflüssiger (BV), normal	$1,5 \text{ l/m}^3$
Superverflüssiger	$4,0 \text{ l/m}^3$

- Nakano-sakaue Honcho 2-chome redevelopment project, Tokyo, 1996: Leichtbeton mit einer Rohdichte von $1,29 \text{ kg/dm}^3$, Druckfestigkeit 30 N/mm^2 , vorgehätselte Zuschläge, Pumphöhe 119 m
- The Eems gas-fired power station in The Netherlands, 1996: Leichtbeton für die Deckenkonstruktion und die Fassade, Druckfestigkeit 45 N/mm^2 ,



Abb. 5.7: Nationsbank corporate center, 1992

vorgenässte Zuschläge, Rezeptur:

Zement CEM I	280 kg/m ³
Flugasche	100 kg/m ³
Zugabewasser	150 kg/m ³
Wassermenge in den vorgesättigten Zuschlägen	108 kg/m ³
Sand (0-5)	844 kg/m ³
Leichtzuschlag (Lytag 4-12 mm)	599 kg/m ³
Superverflüssiger	3,1 %

- Commerzbank-Zentrale Frankfurt am Main, 1997 (Abb. 5.8): Leichtbeton für die Deckenkonstruktion mit einer Rohdichte von 2,0 kg/dm³, vorgenasste Zuschläge, Pumphöhe 220 m, Rezeptur:

	Sommer	Winter
Zement CEM I 42,5 R	350 kg/m ³	400 kg/m ³
Flugasche	80 kg/m ³	30 kg/m ³
Wassermenge (ohne Kernfeuchte)	190 kg/m ³	190 kg/m ³
Zuschlag	Mainsand 0/2 Lytag 4/8 Rheinkies 8/16	
Fließmittel	≤ 1,0 % von z	



Abb. 5.8: Gebäude der Commerzbank in Frankfurt am Main, 1997

- Guggenheim Museum, Bilbao, 1997: Leichtbeton der Rohdichteklasse D 1.6 (Arlita-Blähton) für die Deckenkonstruktion, Druckfestigkeit 25 N/mm^2

5.5 Zusammenfassung

Anhand in vielen Teilen der Welt ausgeführter Bauwerke lässt sich aufweisen, dass Leichtbeton über große Höhen gepumpt werden kann. Dabei stellt nicht nur die Pumpbarkeit des Frischbetons für sich ein Problemfeld dar, sondern auch die Auswirkungen der Pumpförderung auf die Eigenschaften des späteren Festbetons sind vielfältig und möglicherweise nachteilig. Trotz einer eingehenden Analyse lassen sich die hier auftretenden Fragen nicht immer mit ausreichender Sicherheit beantworten, so dass nach dem gegenwärtigen Stand der Technik baustellennahe Vorversuche als unerlässlich angesehen werden. Bewährte Rezepturen und Arbeitsverfahren sind daher gut gehütete Betriebsgeheimnisse [35].

KAPITEL 5. PUMPBARKEIT VON LEICHTBETON

Kapitel 6

Durchstanzen

6.1 Grundlagen zum Durchstanzen

Die Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken ist ein wesentlicher Konstruktions- und Planungsparameter. Einerseits muss aufgrund des Risikos eines schlagartigen Versagens ohne Vorankündigung eine entsprechend hohe Sicherheit gegeben sein. Andererseits bestimmen die Anforderungen an die Durchstanztragfähigkeit bei Flachdecken neben den Einflüssen auf die Biegelängsbewehrung und die eventuell erforderliche Durchstanzbewehrung vor allem die erforderliche Deckenstärke. Der Durchstanznachweis hat somit Auswirkungen auf die erforderliche Betonkubatur und damit auf die Lasten für die unterstützenden Bauteile. Weiterhin wirkt er sich auf die Größe des nutzbaren umbauten Raumes sowie die erforderliche Stahlmenge aus. Darüber hinaus lässt eine eventuell erforderliche Durchstanzbewehrung sowohl die Material- als auch die Ausführungskosten ansteigen.

Im Folgenden wird zunächst die Versagensform des Durchstanzens erläutert, bevor anschließend ein Überblick über experimentelle und analytische Untersuchungen von Leichtbetondecken im Hinblick auf das Durchstanzen gegeben wird. Darauf aufbauend werden die verschiedenen Einflussparameter auf das Durchstanzen zusammenfassend dargestellt. Abschließend wird der Durchstanzwiderstand von

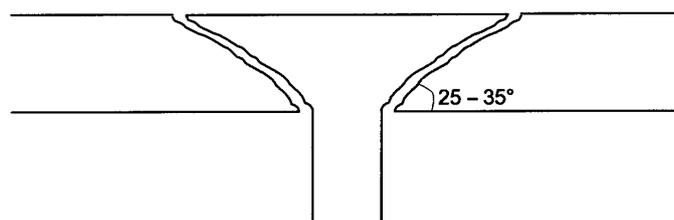


Abb. 6.1: Durchstanzen einer Flachdecke

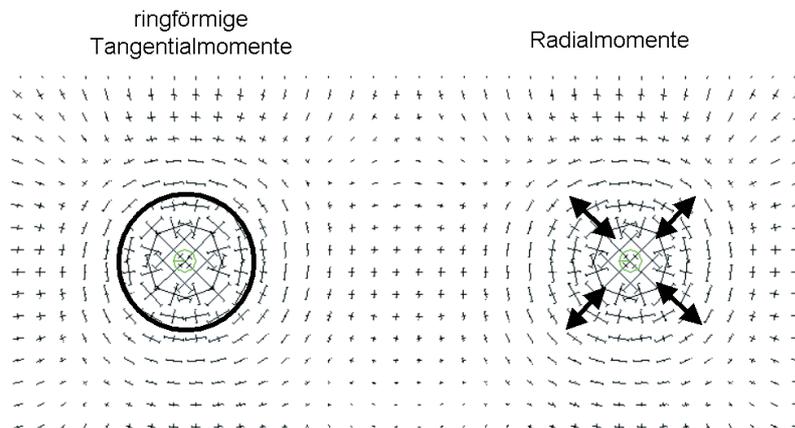


Abb. 6.2: Hauptmomentenlinien einer Flachdecke (Ausschnitt)

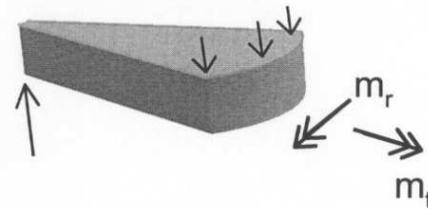


Abb. 6.3: Definition des Radialmomentes m_r und des Tangentialmomentes m_t an einem Flachdecken-Segment

Leichtbetondecken und der von Normalbetondecken unter Berücksichtigung aller sowohl auf der Widerstandsseite als auch auf der Einwirkungsseite relevanten Faktoren verglichen.

Tragverhalten von Flachdecken im Hinblick auf das Versagen infolge von Durchstanzen:

Bei konzentrierter Lasteinleitung in plattenartige Bauteile senkrecht zu ihrer Ebene löst sich bei Überschreitung der Durchstanztraglast der Bereich der Lasteinleitung durch einen Biege-Schub-Druckbruch unter einer Bruchflächenneigung von $25^\circ - 35^\circ$ bei Flachdecken bzw. bis zu 45° bei Fundamenten aus der Gesamtplatte heraus (Abb. 6.1).

Das Tragverhalten von Flachdecken im Bereich der Stützungen kann vom Belastungsbeginn bis zum Versagen infolge von Durchstanzen für den Fall der Innenstütze folgendermaßen beschrieben werden:

1. Zu Beginn der Belastung zeigt die Platte linear elastisches Tragverhalten ohne Rissbildung. Dabei weisen die Schnittgrößen eine rotationssymmetri-

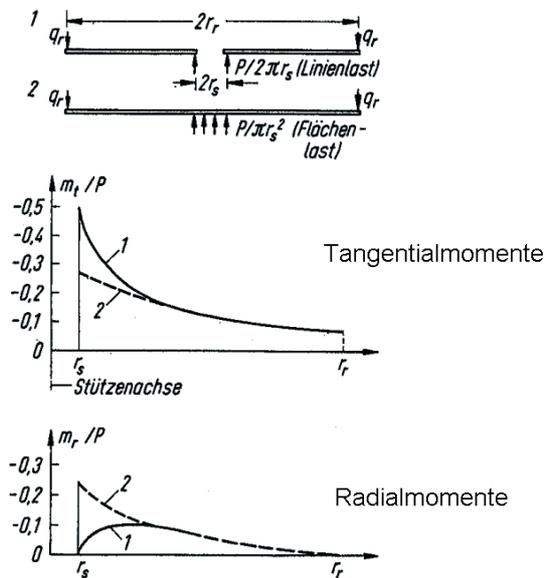


Abb. 6.4: Bezogene Biegemomente an Kreisplatten bei unterschiedlicher Auflagerung: 1 = linienförmige Stützung mit Loch, 2 = gleichmäßige Auflagerpressung über der Stützung [64]

sche Ausrichtung auf:

- radiale Querkräfte
- radiale und tangentiale Momente (vgl. Abb. 6.2 und 6.3)

2. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit in tangentialer Richtung entstehen zunächst an der gezogenen Plattenseite (i. R. oben) radiale Risse ([68], [74]). Hierdurch nimmt der Einspanngrad der Platte über der Stütze ab, was zu einer Umlagerung der radialen Momente zu den tangentialen Momenten führt [77]. Die radialen Momente sind also in Abhängigkeit des Einspanngrades über der Stütze, d. h. in Abhängigkeit der Steifigkeit des Zugbandes über der Stütze, stärker oder schwächer ausgebildet. Bei einer gelenkigen Lagerung (keine Stütz-Biegemomente) gehen die Radialmomente gegen null, während die Tangentialmomente ansteigen. Setzt man volle Durchlaufwirkung an der Stütze an, kann sich ein entsprechendes Radialmoment ausbilden. Das Tangentialmoment fällt dann geringer als bei der gelenkigen Lagerung aus (vergleiche Abb. 6.4). Dieser Zusammenhang ist der Grund für die in vielen Versuchen [70] beobachteten Verläufe der radialen und tangentialen Stauchungen in der Biegedruckzone an der Plattenunterseite: Bei geringer Beanspruchung zu Beginn der Belastungsphase wachsen radiale und tangentiale Stauchungen gleichmäßig an. Mit zunehmender radialer Rissbildung über der Stütze nimmt die Steifigkeit des Zugbandes ab.

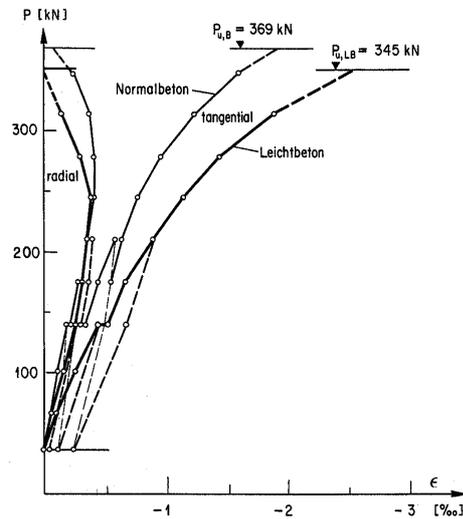


Abb. 6.5: Bei einem Durchstanzversuch gemessene Betonstauchungen in tangentialer und radialer Richtung [70]

Dadurch gehen die Radialmomente und gleichzeitig die Radialstauchungen zurück, während die Tangentialmomente und die Tangentialstauchungen entsprechend zunehmen (vgl. Abb. 6.5).

Mit der Rissbildung verbunden ist der Beginn des Fließens der Biegezugbewehrung im Lasteinleitungsbereich, was zu einer zunehmenden Rotation der Platte um den Stützenanschnitt mit dadurch bedingter Einschnürung der Druckzone führt. Es bildet sich ein Druckring unter zweiaxialem Spannungszustand aus.

3. Das Durchstanzversagen wird durch ein Versagen der schrägen Druckstrebe längs des späteren Bruchkegels ausgelöst (Abb. 6.6). Dieses primäre Versagen führt aber noch nicht endgültig zum Durchstanzen. Zunächst wird durch Rissöffnung im späteren Bruchbereich die Querkrafttragfähigkeit der Platte und die Dübeltragwirkung der Bewehrung aktiviert; es kommt zu einer Kraftumlagerung: Die Horizontalkomponente der versagenden Druckstrebe wird durch den Druckring abgetragen, die Vertikalkomponente der versagenden Druckstrebe bewirkt den Abschervorgang (sekundäres Versagen, Versagen wird durch Herausstanzen des Bruchkegels optisch deutlich sichtbar) ([68], [74]). Das Versagen wird also durch einen Betondruckbruch der schrägen Betondruckstrebe ausgelöst. Dabei ist die Bruchdehnung des Betons die maßgebende Größe.

6.2. EXPERIMENTELLE UND RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR ERMITTLUNG DER DURCHSTANZTRAGFÄHIGKEIT

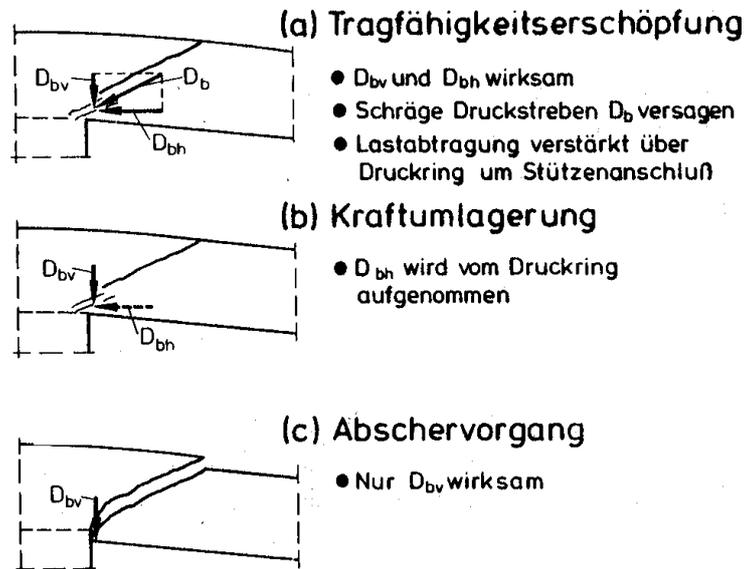


Abb. 6.6: Vorgang des Durchstanzversagens nach [68]

6.2 Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zur Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit

In der historischen Entwicklung der Durchstanzuntersuchungen ist eine ganze Reihe von Berechnungsmodellen aufgestellt worden. Die meisten basieren weniger auf einem mechanischen Modell als auf Versuchsnachrechnungen. Eine rechnerische Berücksichtigung finden in fast allen Ansätzen die Faktoren Stützenabmessung, Plattendicke/statische Nutzhöhe, Plattenschlankheit, Biegebewehrungsgehalt, Betondruckfestigkeit (meist als Parameter zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit), Biegebruchlast und Stahlfließgrenze. Die Parameter Rotationsvermögen, Verformungszustand und Verteilung der Betonspannungen werden über Näherungen oder wie die Parameter Rissreibung und Rissöffnung über empirische Faktoren bestimmt.

Eines der bekanntesten und bedeutendsten Modelle zur Ermittlung der Durchstanztraglast ist das von *Kinnunen* und *Nylander* ([66], [67]):

Diese Theorie basiert auf dem in Abb. 6.7 dargestellten Modell eines Sektorelementes. Mit Hilfe von Gleichgewichtsbedingungen an diesem Sektorelement lässt sich die aufnehmbare Kraft P_u in Abhängigkeit von der Druckzonenhöhe x , der Stahlspannung und der Betonspannung bestimmen. Das Bruchkriterium wird

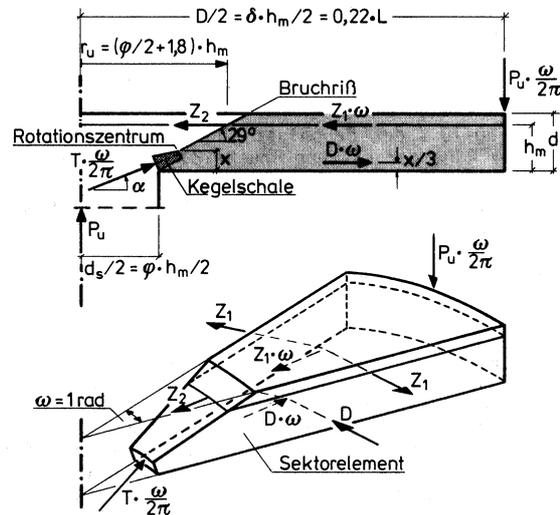


Abb. 6.7: Rotationssymmetrisches mechanisches Modell nach [65]

über eine tangentielle Betongrenzdehnung definiert, die in Abhängigkeit von der Plattendicke, des Stützendurchmessers und der Verdübelungswirkung bestimmt wird. Die Stahldehnung lässt sich über Verformungsbeziehungen aus der Betondehnung ermitteln. Gerät der Stahl ins Fließen, so muss der Radius des Fließbereiches ebenfalls über eine Verformungsbeziehung abgeschätzt werden. Aus der Größe des Fließbereiches kann die Versagensart (Durchstanzen, Biegebruch) abgeleitet werden. In einer Erweiterung des Modells [67] werden die Einflüsse der Verdübelungswirkung und der Membrankräfte genauer berücksichtigt.

Wie aufgezeigt hängt das Durchstananztragverhalten wesentlich von der Betonzugfestigkeit, der Betonbruchdehnung und der Rotationsfähigkeit ab. Es muss daher davon ausgegangen werden, dass Leichtbetonflachdecken unter gleichen Lasten, gleichen Bewehrungen und gleichen Bauteilgeometrien eine geringere Durchstananztragfähigkeit als Normalbetonflachdecken besitzen. Mit dem Ziel, diesen Tragfähigkeitsunterschied sowohl zu quantifizieren als auch mit einer Berechnungsformel zu erfassen, wurden in der Vergangenheit verschiedene Untersuchungen durchgeführt. Im Folgenden wird ein Überblick über bisherige Untersuchungen zum Durchstanzen von Leichtbeton gegeben:

Hognestad et al., 1964 [75]:

In dieser Untersuchung wird eine Formulierung für den Durchstananzwiderstand in Abhängigkeit von der Spaltzugfestigkeit aufgestellt. In vielen für Normalbeton angesetzten Gleichungen für die Durchstananztraglast wird die Spaltzugfestigkeit f_{sp} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_c formuliert: $f_{sp} = \sqrt{f_c}$. Das Verhält-

6.2. EXPERIMENTELLE UND RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR ERMITTLUNG DER DURCHSTANZTRAGFÄHIGKEIT

nis der Spaltzugfestigkeit zur Druckfestigkeit ist bei Leichtbeton gegenüber der Relation bei Normalbeton jedoch kleiner, weswegen die Übertragung dieser Gleichungen auf den Leichtbeton zu einer Überschätzung der Schubfestigkeit von etwa 25 % führt. Daher ist es das Ziel dieser Untersuchung [75], eine Formulierung in direkter Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit zu finden. Das Ergebnis ist folgender Ausdruck:

$$v_u = \frac{V_u}{db} = \frac{2,24(1 - 0,075r/d) \cdot f_{Sp}}{1 + (0,784 \cdot bd \frac{f_{Sp}}{V_{flex}})} \quad (6.1)$$

- f_{Sp} = Spaltzugfestigkeit
- v_u = maximal aufnehmbare Schubspannung
- V_u = maximal aufnehmbare Schubkraft
- b = Stützenumfang
- d = statische Nutzhöhe
- r = Stützenabmessung der quadratischen Stütze
- V_{flex} = maximal aufnehmbare Stützenkraft, die bei gegebener Biegelängsbewehrung durch die Biegetragfähigkeit der Platte unter Vernachlässigung des Durchstanzversagens aufgenommen werden kann

Hognestad rechnet mit dieser Gleichung Durchstanzversuche an Leichtbetonplatten nach. Die Versuche wurden an quadratischen Platten ($a/b/h = 1,82 \text{ m}/1,82 \text{ m}/0,1524 \text{ m}$) durchgeführt, die über eine mittig stehende Stütze belastet wurden und an den Rändern liniengelagert waren. Variiert wurden nur die Stützenabmessungen und das Vorhandensein von stütznahen Öffnungen.

Es werden drei verschiedene Leichtbetonzuschläge eingesetzt. Der Zuschlag L3 (Betonrohddichte $\rho_3 = 1533 \text{ kg/m}^3$) besteht aus gebrochenen Körnern, die Zuschläge L4 und L13 (Betonrohddichte $\rho_4 = 1575 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{13} = 1458 \text{ kg/m}^3$) aus runden Körnern mit glatter Oberfläche. Die Versuche sind in Tab. 6.1 wiedergegeben. Die letzte Spalte der Tabelle gibt das Verhältnis der experimentell ermittelten Traglast zu der mit Gleichung 6.1 berechneten Traglast an. Die Abweichung liegt im Mittel bei 7 %.

Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit muss nach *Hognestad* für jede Leichtbetonzuschlagsart nur einmal erfolgen und kann dann bei jedem mit diesem Zuschlag hergestellten Leichtbeton angesetzt werden. Dabei müssen entsprechend festgelegte Herstellungsbedingungen (z. B. Nachbehandlung) beachtet werden. Das Zumischen von Natursand kann die Spaltzugfestigkeit erhöhen.

Mowrer, Vanderbilt, 1967 [72]:

Ähnlich den Versuchen nach [75], [76] werden auch hier Durchstanzversuche an quadratischen Leichtbetonplatten, die durch quadratische Stützen belastet wer-

Platte	Alter [Tage]	f_c [MN/m ³]	f_{sp} [MN/m ³]	$\frac{f_{sp}}{f_c}$ [-]	V_{test} [MN]	V_{cal} [MN]	$\frac{V_{cal}}{V_{test}}$ [-]
H1 N	27	26,06	2,84	0,1090	0,371	0,357	0,962
H1 L3	14	30,00	2,02	0,0673	0,311	0,290	0,932
H1 L4	14	27,44	2,35	0,0856	0,311	0,319	1,026
H6 N	23	28,41	2,96	0,1042	0,246	0,234	0,951
H6 L3	14	27,30	2,18	0,0799	0,212	0,185	0,873
H6 L4	14	26,96	2,08	0,0772	0,200	0,178	0,890
R1 N	8	27,58	2,92	0,1059	0,394	0,396	1,010
R1 L4	14	29,16	2,22	0,0761	0,331	0,336	1,015
R1 L13	14	24,82	2,00	0,0806	0,289	0,312	1,080

Tab. 6.1: Ergebnisse der Durchstanzversuche nach [75]

	$\gamma_{LC,1}$	$\gamma_{NC,1}$	$\gamma_{LC,2a}$	$\gamma_{LC,2b}$
Moe	0,910	0,715	0,755	0,820
Hognestad et al.	0,945	-	0,687	0,762
Yitzhaki	0,928	0,783	0,999	0,884
Kinnunen	-	-	0,874	-
Mowrer	1,030	0,817	0,970	0,927
$\gamma = \frac{V_{cal}}{V_{test}}$ (Durchschnittswert) $\gamma_{LC,1}$ = Leichtbeton, Serie 1 $\gamma_{NC,1}$ = Normalbeton, Serie 1 $\gamma_{LC,2a}$ = Leichtbeton, Serie 2, Ecken frei $\gamma_{LC,2b}$ = Leichtbeton, Serie 2, Ecken (teilweise) fixiert				

Tab. 6.2: Gegenüberstellung der experimentellen und der berechneten Traglast

den, vorgenommen. Dabei werden die Stützen- und Plattenabmessungen, sowie Betonfestigkeiten und Bewehrungsgehalte variiert. Auch der Einfluss von Öffnungen und der einer Sicherung der Ecken gegen Abheben werden untersucht. Die experimentellen Ergebnisse werden rechnerischen Ergebnissen gegenübergestellt, die aus Formulierungen verschiedener Forscher ermittelt werden. Tab. 6.2 zeigt das durchschnittliche Verhältnis der experimentell ermittelten zur jeweils berechneten Traglast. Die größten Abweichungen treten beim Ansatz nach *Moe* [76] und der darauf aufbauenden Formulierung nach *Hognestad* [75] auf. Bei *Moe*, der im Bereich $r/d \approx 3$ noch durchschnittlich gute Übereinstimmungen erzielt, weichen die berechneten Werten von den gemessenen bei Abmessungen $r/d > 3$ deutlich ab. *Hognestad* beschreibt das Durchstanzverhalten von Leichtbeton nur bei Serie 1 besser. Bei Serie 2, bei der eine andere Form der Prüfzylinder gewählt wurde, was zu einem anderen Wassergehalt führen kann, erzielt *Moe* ein genaueres Ergebnis. Das bedeutet, dass bei einer Formulierung in Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit nicht nur die Zuschlagsart, sondern auch die Geometrie und die Herstellung der Probe, an der die Spaltzugfestigkeit bestimmt wird, mit in die Betrachtung einfließen müssen.

6.2. EXPERIMENTELLE UND RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR ERMITTLUNG DER DURCHSTANZTRAGFÄHIGKEIT

Den für Leichtbeton teilweise sehr guten Ergebnissen von *Yitzhaki* ($\gamma \approx 1$) liegt folgende Gleichung zu Grunde:

$$V_u = 87,17 \left(1 - \frac{p \cdot f_y / f_c}{2} \right) \cdot d^2 \cdot (149,3 + 23,33 \cdot p \cdot f_y) (1 + 0,5 \cdot r/d) \quad (6.2)$$

- V_u = aufnehmbare Schubspannung [MN/m²]
- p = Biegebewehrungsgrad [-]
- f_y = Betonstahlspannung bei Erreichen der Fließgrenze [MN/m²]
- f_c = Zylinderdruckfestigkeit des Betons [MN/m²]
- d = statische Nutzhöhe [m]
- r = Stützenbreite [m]

Mowrer leitet einen neuen Ansatz, basierend auf der Formulierung von *Moe* ab:

$$V_u = \frac{9,7(1 + d/r)}{1 + \frac{5,25bd\sqrt{f_c}}{V_{flex}}} \cdot bd\sqrt{f_c} \quad (6.3)$$

Wie Tab. 6.2 zeigt, ergeben sich mit dieser Gleichung sowohl bei Normalbeton als auch bei Leichtbeton sehr gute Ergebnisse. *Mowrer* widerlegt damit die Meinung von *Hognestad*, dass die Spaltzugfestigkeit zur Beschreibung der Durchstanztragfähigkeit geeigneter sei als die Druckfestigkeit.

Darüber hinaus kritisiert *Mowrer* die Form und Lagerung der Versuchsplatten ebenso wie das Verhältnis der Plattenabmessungen zur Lastgröße. Seiner Meinung nach werden so weder die Verformungen noch die Querkraftverteilung entsprechend den Verhältnissen, wie sie sich in Flachdecken einstellen, richtig abgebildet. Er schlägt eine quadratische, liniengelagerte Platte mit zentrischer Krafteinleitung vor, deren Abmessungen und Randbedingungen er mit Hilfe von vergleichenden FE-Rechnungen definiert.

Geht man entsprechend *Mowrer* davon aus, dass den oben genannten Vergleichsrechnungen Plattenmodelle zugrunde gelegt wurden, die zur Abbildung des Tragverhaltens einer kompletten Flachdecke nicht geeignet sind, verlieren die sich aus Tab. 6.2 ergebenden Schlussfolgerungen an Aussagekraft.

Grow, Vanderbilt, 1967 [71]:

Obwohl auch *Grow* und *Vanderbilt* der Meinung sind, dass bestehende Versuchsergebnisse aufgrund der falsch gewählten Versuchsmodelle (s. o.) durchaus zweifelhaft sind, wählen sie für ihre Versuche dennoch ähnliche quadratische Platten, um Vergleichbarkeit für ihre Ergebnisse zu schaffen. In den Versuchen werden ausschließlich vorgespannte Platten untersucht, bei denen als einzige Größe die Vorspannung variiert wird. Es zeigt sich, dass die bekannten empirischen Formeln unter den genannten Bedenken hinsichtlich der Versuchsplatten in der Lage sind,

das Durchstanztragverhalten vorgespannter Leichtbetonplatten mit ähnlicher Genauigkeit wie bei schlaff bewehrten Platten abzubilden.

Ivy, Ivey, Buth, 1969 [73]:

Es werden Durchstanzversuche an Plattenausschnitten wie bei *Moe* [76], aber auch mit anderen Geometrien (rechteckig, rund, oktogonal) durchgeführt und die Ergebnisse mit verschiedenen, für die amerikanische Normung interessanten, rechnerischen Lösungen verglichen. Neben der Tatsache, dass die rechnerisch ermittelte die experimentell ermittelte Traglast um über 30 % unterschätzt, ist bemerkenswert, dass sich die erreichte Schubbruchkraft bei allen Modellen unabhängig von den untersuchten Geometrien um nicht mehr als 7 % unterscheidet.

Ladner, Rödner, 1978 [70]:

Die Autoren stellen zu Beginn des Berichtes die im Hinblick auf das Durchstanzen wichtigsten Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton zusammen:

- Die geringere Zugfestigkeit des Leichtbetons bewirkt eine geringere Biegezugfestigkeit und eine geringere Schubfestigkeit.
- Die durch die weichen Leichtbetonzuschläge mögliche schnelle Rissausbreitung im Leichtbeton hat ein schlagartiges Versagen zur Folge.
- Der geringere E-Modul des Leichtbetons hat zwar kaum Auswirkungen auf die Größe der Stahldehnungen, führt aber zu größeren Betonstauchungen im Leichtbeton.

Ladner und *Rödner* verwenden für ihre Versuche kreisförmige Platten, die sich bezüglich ihrer Dimensionierung an den Ergebnissen von *Kinnunen* und *Nylander* [66] zur Ausbildung solcher Versuchskörper orientieren. Die Untersuchungen umfassen Normal- und Leichtbeton mit annähernd gleicher Druckfestigkeit. Abmessungen, Bewehrung und Belastung sind identisch.

Die Ergebnisse können folgendermaßen zusammengefasst werden:

- Die vertikale Verformung des Plattenrandes ist bei Leichtbeton um 20 % bis 35 % höher.
- Die Stahldehnungen in der Biegezugbewehrung sind bei beiden Betonen gleich groß.
- Die tangentialen Betonstauchungen sind bei gleichen radialen Stauchungen bei Leichtbeton vom Betrag her deutlich größer als bei Normalbeton (ca. Faktor 2).

6.2. EXPERIMENTELLE UND RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN ZUR ERMITTLUNG DER DURCHSTANZTRAGFÄHIGKEIT

Versuch von	Beton	Ø Abweichung
Elstner, Hognestad, 1956	Normalbeton	7,8 %
Moe [76]	Normalbeton	21,6 %
Kinnunen, Nylander [66]	Normalbeton	9,8 %
Elstner, Hognestad, Hanson [75]	Leichtbeton	6,7 %
Ivy, Ivey, Buth [73]	Leichtbeton	3,0 %
Mowrer, Vanderbilt [72]	Leichtbeton	15,5 %

Tab. 6.3: Abweichung der nach Kinnunen und Nylander berechneten Durchstanzlasten von experimentell ermittelten Durchstanzlasten [70]

- Bei Erreichen der Bruchlast bewegen sich die radialen Betonstauchungen bei beiden Betonen in vergleichbarer Größenordnung. Beim Leichtbeton erfolgt die umlagerungsbedingte Abnahme dieser Stauchung bereits auf deutlich geringerem Lastniveau.
- Rissbildung, Rissbild und Versagensvorgang sind bei beiden Betonen überwiegend ähnlich.
- Der Leichtbeton erreicht 94 % der Durchstanztraglast des Normalbetons.

Abschließend rechnen die Autoren verschiedene Durchstanzversuche anderer Forscher mit dem Ansatz von *Kinnunen* und *Nylander* nach und gelangen zu dem Schluss, dass dieser Ansatz die Durchstanzlasten bei Normal- und bei Leichtbeton mit ähnlicher (Un-)Genauigkeit wiedergibt (siehe Tab. 6.3).

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Eine rechnerische Erfassung der Durchstanztraglast mit dem Anspruch, unvermeidbare herstellungsbedingte Schwankungen der Betoneigenschaften sowie variable Platten- und Stützenabmessungen zu berücksichtigen, ist bisher sowohl für Leicht- als auch für Normalbeton nur unter Inkaufnahme u. U. erheblicher Abweichungen (bis 30 %) möglich.
- Zusätzlich sind die Materialeigenschaften des Leichtbetons, insbesondere die Zugfestigkeit, stark abhängig von der gewählten Zuschlagsart (Ausgangsmaterial, Herstellung, Kornform, Porenart, Sättigung). Dies erschwert sowohl die Vergleichbarkeit verschiedener Versuche als auch die Verallgemeinerung gefundener Erkenntnisse.

6.3 Einflussparameter auf das Durchstanzen

1. Materialabhängige Parameter:

- **Materialeigenschaften des Betons:**

- Die Betonzugfestigkeit steuert den Vorgang der Rissbildung und der Kraftumlagerung. Sie wird üblicherweise über die Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Nach *Kordina* und *Nölting* [68] sollte sie mit $\sqrt[3]{f_c}$ bis $\sqrt[3]{f_c}$ angesetzt werden.
- Wie bereits erläutert sind die Betonbruchstauchung und die Betondruckfestigkeit maßgebende Größen im Versagensmechanismus.
- Aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes am Stützenanschnitt ist die Zunahme der einaxialen Betondruckfestigkeit unter mehraxialer Beanspruchung von Bedeutung.
- Das plastische Umlagerungsvermögen des Betons beeinflusst die Rotationsfähigkeit des Gesamtquerschnittes.

- Rissverzahnung:

Die Rissverzahnung hängt von der Größe der lokalen und der globalen Rauigkeit ab. Bei Normalbeton hängt diese vom Größtkorn und von der Kornform ab. Bei hochfestem Beton und auch bei Leichtbeton, bei denen die Risse durch die Zuschläge verlaufen, haben Größtkorn und Kornform nur einen geringen Einfluss. Die Rauigkeiten müssen hier insgesamt geringer als bei Normalbeton angenommen werden.

Die Rissverzahnung verliert mit zunehmender Plattendicke an Einfluss, bei niedrigen Bauhöhen wie z. B. bei Flachdecken ($h = 0,20 \text{ cm} - 0,35 \text{ cm}$) hat sie großen Einfluss.

- **Materialeigenschaften des Stahls:**

- **Biegelängsbewehrung:**

- Eine über den Betonquerschnitt verteilte, die Risse kreuzende Bewehrung erhöht durch die entstehende Verdübelung die übertragbare Schubkraft.

Der MC 90 [11], [12] berücksichtigt in seiner Formulierung für den Bemessungswert der übertragbaren Schubspannung $\tau_{fu,d}$ sowohl die Kornverzahnung durch Ansatz der Normalspannung σ_{cd} als auch die Verdübelungswirkung der Bewehrung durch Ansatz von ρ :

$$\text{Normalbeton : } \tau_{fu,d}^{NC} = 0,4 \cdot f_{cd}^{1/3} \cdot (\sigma_{cd} + \rho \cdot f_{yd})^{1/3} \quad (6.4)$$

$$\text{Leichtbeton : } \tau_{fu,d}^{LC} = 0,25 \cdot f_{cd}^{1/3} \cdot (\sigma_{cd} + \rho \cdot f_{yd})^{1/3} \quad (6.5)$$

Einen Sonderfall der Verdübelung stellt die Zugbewehrung in Biegebauteilen dar. Da sie am Bauteilrand liegt, muss die Verdübelungskraft über die Betonzugfestigkeit ins Bauteil zurückgehängt werden. Hierbei hat das Rissbild weniger Einfluss. Vielmehr unterscheidet sich die aufnehmbare Verdübelungskraft $V_{d,cr}$ des Leichtbetons von der des Normalbetons durch die geringere Leichtbetonzugfestigkeit.

Es gilt nach [30]:

$$V_{d,cr}^{NC} \approx 0,164 \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \quad (6.6)$$

mit $b_n = b - \Sigma d_s$, d_s = Durchmesser der Biegelängsbewehrung.

Nach DIN 1045-1 [2] lässt sich die Leichtbetonzugfestigkeit f_{lctm} aus der Normalbetonzugfestigkeit f_{ctm} über den Faktor $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho/2200$ berechnen:

$$f_{lctm} = \eta_1 \cdot f_{ctm} \quad (6.7)$$

Damit ergibt sich:

$$V_{d,cr}^{LC} \approx 0,164 \cdot \eta_1 \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{f_{lck}} \quad (6.8)$$

- Die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung verliert mit zunehmender Plattendicke an Einfluss [69].
- Höhere Bewehrungsgehalte bewirken geringere Rissweiten und damit eine bessere Rissverzahnung.
- Niedrigere Bewehrungsgehalte führen zu einer kleineren Betondruckzonenhöhe, was nachteilig für die Querkraftübertragung ist [69].
- Eine Druckbewehrung hat keinen Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit [68].
- Die Berücksichtigung der Bewehrungsmenge kann nach [68] über $\sqrt[3]{\mu}$ bis $\sqrt[3]{\mu}$ erfolgen.

Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1 [2]:

Durch die Anordnung einer Durchstanzbewehrung in Form von Bügeln oder Schrägaufbiegungen lässt sich die Durchstanztragfähigkeit der Platte um 50 % steigern. Dieses Maß der Steigerung wurde experimentell ermittelt [80]. Schräge Bewehrungen sind wegen der besseren Rissüberbrückung wirksamer als lotrechte. Bei lotrechten Bügeln kann

eine bessere Rissüberbrückung erreicht werden, indem die Schenkel in radiale Richtung geführt werden.

Die Wirksamkeit der Bewehrung ergibt sich durch zwei Mechanismen [68]:

- (a) Entlastung der Druckstreben durch Ausbildung eines Fachwerkmodells.
- (b) Rissverklammerung: Die Risse 2 und 4 in Abb. 6.9 werden durch die Bewehrung geklammert. Ohne Rissöffnung stellt sich keine Rotation ein, ohne die es zu keiner Einschnürung der Druckzone kommt. Der Riss muss daher an anderer Stelle mit flacherer oder steilerer Neigung stattfinden, also mit größerer aufnehmbarer Last. Diese wird dann maßgebend (Risse 1,3 und 5 in Abb. 6.9). Dabei bestimmt die Lage und Anordnung der Bewehrung die Möglichkeiten zur Alternativ-Rissbildung, d. h. Lage und Anordnung sind mindestens ebenso bedeutend zur Erlangung einer möglichst großen Traglaststeigerung wie die Menge der eingelegten Bewehrung.

Ergänzend ist zu erwähnen, dass die Tragfähigkeit einer Platte mit Durchstanzbewehrung genau wie bei einer Platte ohne Durchstanzbewehrung durch den Tragwiderstand der Betondruckzone begrenzt wird, nicht durch den Tragwiderstand der Durchstanzbewehrung [80].

Der Vorteil herkömmlicher Durchstanzbewehrung aus Schrägaufbiegungen oder Bügeln liegt in den geringen Materialkosten. Nachteilig ist jedoch neben dem umständlichen Einbau vor allem die schlechte Verankerung der Bügel, die einen großen Schlupf ermöglicht (siehe Abb. 6.8). Der Betonstahl kann nicht bis zu seiner Streckgrenze ausgenutzt werden. Der Schlupf ermöglicht eine größere Rissöffnung bei Erstrissbildung. Dies führt zu einer ausgeprägteren Rotation des Plattelementes und damit zu einer stärkeren Einschnürung der Druckzone. Diese Tragfähigkeitsminderung wirkt sich umso stärker aus, je dünner die Platte ist [69].

Doppelkopfanschienen:

Doppelkopfanschienen erhöhen die Tragfähigkeit von Flachdecken wirkungsvoller als herkömmliche Durchstanzbewehrung, weil hier der Schlupf durch die Ausbildung von Doppelkopfverankerungen deutlich reduziert wird (Abb. 6.8). Dadurch kann der Stahl der Doppelkopfanschienen bis zu 100 % ausgenutzt werden. Die Steigerung der Durchstanztragfähigkeit beträgt für eine Flachdecke aus Normalbeton durch Einbau von Doppelkopfanschienen bis zu 90 %.

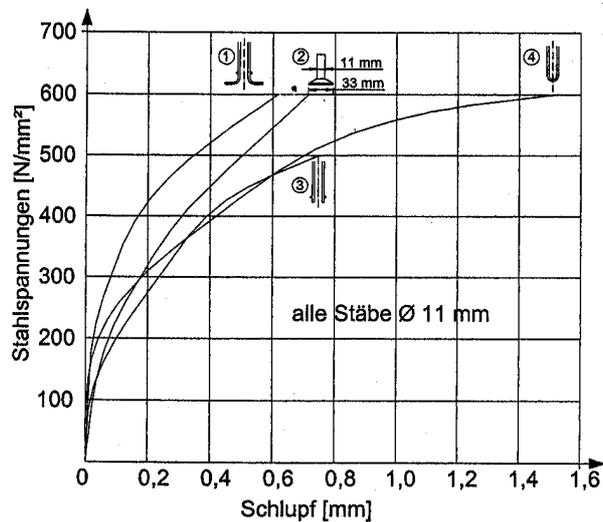


Abb. 6.8: Stahlspannung-Schlupfkurven nach [81] für verschiedene Verankerungen: 1: Schlaufe mit angeschweißtem Querstab, 2: Kopfbolzen, 3: angeschweißter Querstab, 4: Bügel

Weiterhin ist der einfache Einbau der Doppelkopfankeerschienen auf der Baustelle von Vorteil. Nachteilig sind jedoch die hohen Materialkosten. Die jeweilige bauaufsichtliche Zulassung ist zu berücksichtigen.

2. Geometrieabhängige Parameter:

- **Dicke des Plattenquerschnitts:**

Der sogenannte Maßstabeffekt bewirkt, dass die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung und die Rissverzahnung mit zunehmender Plattendicke an Einfluss verlieren. Insgesamt erhöht aber eine größere Deckenstärke stets den Durchstanzwiderstand.

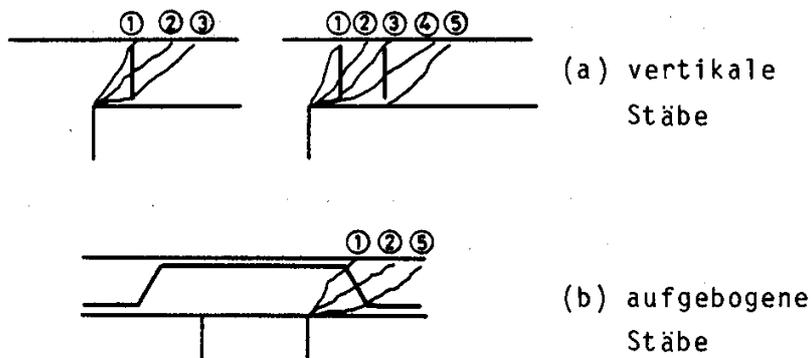


Abb. 6.9: Mögliche Bruchrisse beim Durchstanzen nach [68]

- **Plattengeometrie und Stützenabmessungen:**

Je größer die Stützenabmessung c gegenüber der statischen Nutzhöhe d der Platte ist, desto größer ist der kritische Rundschnitt, auf den die Durchstanzlast wirkt. Ein größerer kritischer Rundschnitt führt zu einer größeren aufnehmbaren Kraft.

Sowohl bei Eck- und Randstützen als auch bei direkt an der Stütze angeordneten Öffnungen können sich keine Ringbeanspruchungen ausbilden. Je nach Ausbildung der Decke im kritischen Bereich entwickelt sich ein Spannungszustand, wie er bei einer Linienlagerung auftritt. Der für die Durchstanztragfähigkeit günstige mehraxiale Spannungszustand tritt dann nicht auf.

- **Rotationssymmetrie der Belastung:**

Nach *Hegger* und *Beutel* [80] besteht für die Querkraft im Bereich der Stütze in Richtung des Umfanges eine nur sehr geringe Umlagemöglichkeit. Deswegen muss stets mit der maximal auftretenden Querkraft gerechnet werden.

Der Ansatz einer gelenkigen Lagerung auf Innenstützen ist unter der Annahme sich einstellender Risse nur bei mäßig hohen Stützenlasten zutreffend. Bei hohen Stützenlasten (eine Quantifizierung bleibt leider aus) wird der Bereich völlig überdrückt, so dass keine Risse entstehen. Es entsteht eine Einspannwirkung zwischen Decke und Stütze mit nicht-rotationssymmetrischer Schnittgrößenverteilung. Infolgedessen wächst die Durchstanzbeanspruchung.

3. Weitere Parameter:

- **Belastung/Aufbringen der Last:**

Kordina und *Nölting* [68] stellten fest, dass bei Durchstanzversuchen unter konstanter Last das Versagen erst nach Stunden eintritt. Demnach kann ein stoßartiges Aufbringen der Last (Lastaufbringungszeit unter 1 Sekunde) zu einer deutlichen Überschätzung der Traglast führen.

6.4 Vergleichende Durchstanzbetrachtung Leichtbeton - Normalbeton

6.4.1 Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

Nach DIN 1045-1 [2] werden Biege- und Querkraft-Tragfähigkeit grundsätzlich getrennt voneinander nachgewiesen. Auch beim Nachweis der Durchstanztragfähigkeit wird die Biegetragfähigkeit separat betrachtet. Der verbleibende Nachweis der Querkraftbeanspruchung wird im Sinne der Norm als Durchstanznachweis verstanden. Diese Trennung der Nachweise führt zu einer Veränderung der Einfluss nehmenden Parameter. Das Durchstanzproblem ist nun ein Schubproblem mit der Betonzugfestigkeit als dem maßgebenden Parameter. Daneben sind die Verdübelungswirkung der Bewehrung, der Maßstabeffekt, die Plattenschlankheit und die Duktilität anzusetzen. In Anlehnung an die Ergebnisse von *Zilch* und *Staller* [78] gilt:

$$V_c = c \cdot \kappa \cdot \omega^{1/3} \cdot \frac{1}{\lambda^{1/5}} \cdot f_{ct} \cdot d \quad (6.9)$$

V_c aufnehmbare Durchstanzlast entlang dem Rundschnitt

c empirischer Zahlenfaktor

κ Faktor zur Beschreibung des Maßstabeffektes: $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{l_{ch}}{d}}$
mit der charakteristischen Länge $l_{ch} = \frac{G_f \cdot E_c}{f_{ct}}$

G_f = Bruchenergie des Betonquerschnitts

E_c = E-Modul des Betons

f_{ct} Betonzugfestigkeit

ω mechanischer Bewehrungsgrad: $\omega = (A_s \cdot f_y) / (A_c \cdot f_c)$

λ Plattenschlankheit: $\lambda = l/d$

d statische Nutzhöhe

Um den Anforderungen der Praxis zu genügen, wurden für die Formulierung in DIN 1045-1 folgende Vereinfachungen getroffen [78]:

- Betonzugfestigkeit $f_{ct} = f_{ck}^{1/3}$,
- charakteristische Länge $l_{ch} = 200$ mm,
- Ansatz des geometrischen Bewehrungsgrades ρ_l an Stelle des mechanischen ω ,
- Plattenschlankheit $\lambda = 1$.
- Unter Berücksichtigung des nach DIN 1045-1 betrachteten Rundschnitts im Abstand $1,5 \cdot d$ von der Stütze und unter Beachtung des geforderten

D 1.0	D 1.2	D 1.4	D1.6	D 1.8	D 2.0	NC
0,645	0,700	0,755	0,809	0,864	0,918	1,0

Tab. 6.4: Werte für η_1 nach DIN 1045-1

Sicherheitsnivaus ergibt sich der empirische Zahlenfaktor zu $c = 0,14$. Dieser Wert gilt nach *Faust* [30] für Normal- und für Leichtbeton.

- Berücksichtigung eventuell vorhandener Längskräfte über den Abzugterm $0,12 \cdot \sigma_{cd}$.

In der für Leicht- und Normalbeton gültigen Schreibweise der DIN 1045-1 lautet der Ausdruck für die Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,ct}$ dementsprechend:

$$V_{Rd,ct} = [0,14 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot d \quad (6.10)$$

Die Zugfestigkeit des Leichtbetons ergibt sich aus:

$$f_{ct}^{LC} = \eta_1 \cdot f_{ct}^{NC} \quad (6.11)$$

mit:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho / 2200 \quad \rho \text{ in kg/m}^3 \quad (6.12)$$

Die Werte für η_1 sind in Tab. 6.4 zusammengestellt.

Bei nicht vorgespannten Flachdecken kann der Einfluss von Normalspannungen vernachlässigt werden. Damit ergibt sich der Durchstanzwiderstand für Leichtbeton ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,ct}^{LC}$ aus dem Durchstanzwiderstand für Normalbeton $V_{Rd,ct}^{NC}$ zu:

$$V_{Rd,ct}^{LC} = \eta_1 \cdot V_{Rd,ct}^{NC} \quad (6.13)$$

Neben der geringeren Durchstanztraglast des Leichtbetons auf der betonabhängigen Widerstandsseite sind aber auch Einflüsse zu berücksichtigen, die sich aus der Geometrie und dem Tragverhalten der Flachdecke ergeben. Darüber hinaus wirkt sich auf der Einwirkungsseite das geringere Eigengewicht des Leichtbetons für diesen günstig aus.

Demnach sind folgende Einflüsse zusätzlich zu untersuchen:

- der Einfluss des Eigengewichtes,
- der Einfluss der Deckenstärke,
- der Einfluss der Plattensteifigkeit im Verhältnis zur Stützensteifigkeit,
- der Einfluss des Längsbewehrungsgrades.

6.4. VERGLEICHENDE DURCHSTANZBETRACHTUNG LEICHTBETON - NORMALBETON

Decke h = 30 cm	D 1.0	D 1.2	D1.4	D 1.6	D 1.8	D 2.0	NC
LF 1:							
Eigenlast g_1 der Decke	3,45	4,05	4,65	5,25	5,85	6,45	7,50
Bodenaufbau g_2	2,50						
Nutzlast p	3,25						
$r_d = 1,35 \Sigma g + 1,50 p$	12,91	13,72	14,53	15,34	16,15	16,96	18,38
$\eta_L = r_d^{LC}/r_d^{NC}$	0,702	0,746	0,791	0,835	0,879	0,923	-
LF 2:							
ständige Lasten wie vor							
Nutzlast p	5,00						
$r_d = 1,35 \Sigma g + 1,50 p$	15,53	16,35	17,16	17,97	18,78	19,59	21,01
$\eta_L = r_d^{LC}/r_d^{NC}$	0,739	0,778	0,817	0,855	0,894	0,932	-

Tab. 6.5: Lasteinparungsfaktor η_L für eine Deckenstärke von 30 cm beim Einsatz von Leichtbeton verschiedener Rohdichten, Lasten in kN/m^2

Einfluss des Eigengewichtes:

Die absolut abzutragenden Lasten sind bei Leichtbeton aufgrund des geringeren Eigengewichtes um bis zu 30 % niedriger. Tab. 6.5 zeigt den hier eingeführten Lasteinparungsfaktor η_L bei Verwendung verschiedener Rohdichteklassen für zwei Lastfälle, die im üblichen Hochbau für Flachdecken im Grenzzustand der Tragfähigkeit typischerweise anzunehmen sind. Je geringer der Verkehrslastanteil ist, desto stärker wirkt sich eine geringere Betonrohddichte aus. Bei größeren Plattendicken werden die Werte für η_L günstiger, bei kleineren Plattendicken wachsen die Werte für η_L entsprechend an.

Einfluss der Deckenstärke:

Bei Leichtbeton kann nach DIN 1045-1 eine größere Deckenstärke erforderlich werden, da hier aufgrund des geringeren E-Moduls entsprechend höhere Anforderungen im Hinblick auf den Nachweis der Durchbiegung gestellt werden (vgl. Abschn. 4.6). Eine größere Deckenstärke führt zu einer höheren Belastung, zu einer geringeren Verdübelungswirkung und einer geringeren wirksamen Rissverzahnung. Insgesamt bewirkt eine Erhöhung der Deckenstärke aber durch die größere Querschnittsfläche stets ein günstigeres Verhältnis von Durchstanzlast zu Durchstanzwiderstand. Bei Leichtbeton gilt dies wegen der im Vergleich zu Normalbeton geringeren Laststeigerung durch Zunahme des Eigengewichtanteils um so mehr. Aus diesem Grund geht dieser Einfluss in die vergleichende Betrachtung dieses Abschnittes nicht mit ein.

Die nachfolgenden Untersuchungen beschränken sich auf die Kombinationen der Rohdichteklassen, Spannweiten und Deckenstärken, die nach Abb. 4.7 den Anforderungen bzgl. der Durchbiegungsbeschränkung nach DIN 1045-1 genügen.

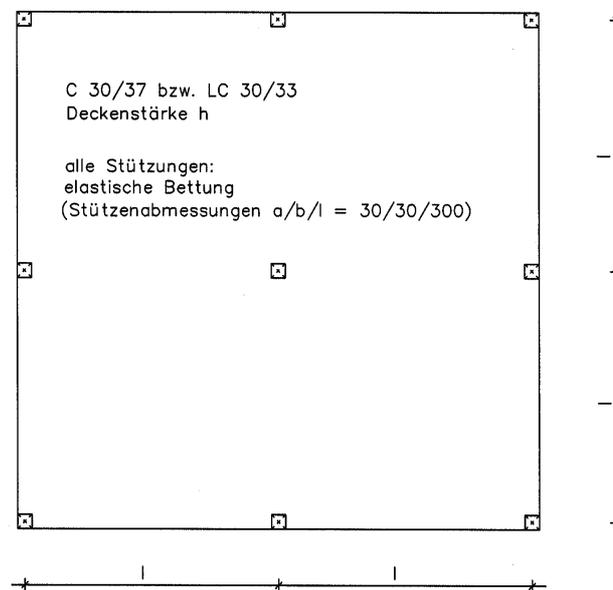


Abb. 6.10: Flachdecken-System

Einfluss der Plattensteifigkeit im Verhältnis zur Stützensteifigkeit:

Je steifer die Platte im Verhältnis zur Stützung ist, desto gleichmäßiger verteilen sich die Lasten auf alle Stützungen. Je weicher die Platte im Verhältnis zur Stützung ist, desto mehr werden die inneren Stützen belastet und die Randstützen entlastet (Extremfall: starre Stützung).

Die Differenz zwischen den vorhandenen Durchstanzlasten bei Normal- und Leichtbeton wird also nicht ausschließlich durch den Lasteinsparungsfaktor η_L beschrieben, sondern zusätzlich noch durch einen hier einzuführenden die Steifigkeit berücksichtigenden Faktor η_S . Dieser wird im Folgenden durch Beispielrechnungen quantifiziert.

Die Berechnung basiert auf der in Abb. 6.10 dargestellten Platte mit folgenden Parametern:

- 4 quadratische Felder mit effektiven Spannweiten l von 4 m, 6 m und 8 m
- Deckenstärken von $h = 20$ cm, $h = 25$ cm und $h = 30$ cm
- Belastung: ständig: $8,75 \text{ kN/m}^2$, veränderlich (feldweise ungünstig): $3,25 \text{ kN/m}^2$
- vereinfachend Ansatz der Steifigkeiten im ungerissenen Zustand.

Tab. 6.6 zeigt den Faktor η_S für die untersuchten Flachdecken. Betrachtet man zunächst nur die Innenstützen, zeigt sich folgende Tendenz: Der Einfluss des Platten-E-Moduls wächst mit zunehmender Deckenstärke und nimmt ab mit

6.4. VERGLEICHENDE DURCHSTANZBETRACHTUNG LEICHTBETON - NORMALBETON

Spann- weite	h = 20 cm			h = 25 cm			h = 30 cm		
	D 1.0	D 1.4	D 1.8	D 1.0	D 1.4	D 1.8	D 1.0	D 1.4	D 1.8
4 m	1,015	1,012	1,008	1,029	1,022	1,014	1,048	1,036	1,022
	0,990	0,992	0,996	0,983	0,987	0,992	0,972	0,979	0,987
	1,000	1,000	1,000	0,997	0,997	0,997	0,994	0,997	0,997
6 m	-	-	-	1,013	1,010	1,006	1,023	1,018	1,011
	-	-	-	0,991	0,993	0,996	0,986	0,989	0,993
	-	-	-	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	1,000
8 m	-	-	-	-	-	-	-	1,010	1,006
	-	-	-	-	-	-	-	0,993	0,996
	-	-	-	-	-	-	-	0,999	1,000
Tabellenwert: $\eta_S^{\text{Innen}} = V_{\text{InnenLC}}/V_{\text{InnenNC}}$ $\eta_S^{\text{Rand}} = V_{\text{RandLC}}/V_{\text{RandNC}}$ $\eta_S^{\text{Eck}} = V_{\text{EckLC}}/V_{\text{EckNC}}$ h = Deckenstärke									

Tab. 6.6: Verhältnis η_S der Stützenauflagerkräfte verschiedener Leichtbetone zu denen von Normalbeton in Abhängigkeit der Spannweite und der Deckenstärke

größer werdender Spannweite. So sind die Leichtbeton-Stützenkräfte bei der stärksten Decke ($h = 30$ cm) und der geringsten Spannweite ($l = 4$ m) gegenüber den Normalbeton-Stützenkräften am größten.

Bei den Randstützen ist dieselbe Tendenz in gegenläufiger Form zu erkennen. Die Eckstützkräfte bleiben von den Einflüssen der Steifigkeiten nahezu unberührt. Im Gegensatz zu den Innenstützen, bei denen im vorliegenden Beispiel stets Volllast maßgebend wird, wird die Größe der Rand- und Eckstützkräfte auch vom Verhältnis der ständigen Lasten zu den veränderlichen Lasten beeinflusst. Bei höheren veränderlichen Lasten nähern sich die Werte für η_S^{Rand} und η_S^{Eck} dem Wert 1,00 an. Zudem überschätzt die vorliegende Ermittlung der η_S -Werte das Verhältnis der Normalbeton-Steifigkeit zur Leichtbeton-Steifigkeit, da ein ungerissener Zustand angenommen wurde. Daher wird die Möglichkeit einer anrechenbaren Lastreduzierung für Rand- und Eckstützen bei Leichtbetonflachdecken hier ausgeschlossen.

Bei den Innenstützen sind die Werte von η_S von der Intensität der Lasten unabhängig. Deswegen gelten die Werte der Tab. 6.6 auch für andere Lastfälle.

Insgesamt liegen die Werte für η_S unter 5 %. Dies ist eine Größenordnung, die zum einen im Bereich der stets gegebenen Ungenauigkeit in der Lastermittlung liegt, zum anderen auch im Hinblick auf die gesamtheitliche Betrachtung der Durchstanzproblematik vernachlässigbar erscheint. Darüber hinaus ist infolge der Überschätzung der Steifigkeiten davon auszugehen, dass die Werte für η_S unter Ansatz der tatsächlichen Steifigkeiten sich weiter dem Wert 1 annähern. Aufgrund

dieser Überlegungen wird der Faktor η_S zur Abdeckung des Einflusses der Steifigkeiten in den folgenden Berechnungen vernachlässigt: $\eta_S = 1$. Der Vollständigkeit halber wird dieser Faktor jedoch weiterhin mitgeführt.

Einfluss des Bewehrungsgrades:

Infolge des geringeren Eigengewichtes erfordert die Biegebemessung der Leichtbetonflachdecke in der Regel einen geringeren Längsbewehrungsquerschnitt. Dementsprechend kann der vorhandene Durchstanzwiderstand durch einen geringeren Längsbewehrungsgrad im Vergleich zum Normalbeton geschwächt werden. Da aber eine Erhöhung der Längsbewehrung bis auf das Maß des Normalbetons immer möglich und sicherlich im Bereich der Stützungen zur Verstärkung des Durchstanzbereiches empfehlenswert ist, wird dieser Einfluss hier nicht weiter betrachtet.

Zusammenfassend bleibt festzuhalten, dass es neben dem betonabhängigen Faktor η_1 auf der Widerstandsseite zwei weitere Faktoren mit gegenläufiger Wirkung gibt: Zum einen wirkt sich das geringere Eigengewicht (η_L) lastverringend im Hinblick auf den Leichtbeton aus, zum anderen können bei Leichtbeton die Innenstützen bedingt durch die geänderten Steifigkeitsverhältnisse zwischen Decke und Stütze (η_S) stärker belastet sein.

Zur Formulierung der gesamtheitlichen Auswirkung der verschiedenen relevanten Einflüsse wird der Parameter δ_P eingeführt:

$$\delta_P = \frac{\eta_S \cdot \eta_L}{\eta_1} \quad (6.14)$$

Es gilt:

$$\delta_P \begin{cases} < 1,0 & R^{LC} > R^{NC} \\ = 1,0 & R^{LC} = R^{NC} \\ > 1,0 & R^{LC} < R^{NC} \end{cases} \quad (6.15)$$

Hierin ist R die betonbezogene Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung unter Berücksichtigung aller betonabhängigen Einflussfaktoren.

Tab. 6.7 zeigt einen Vergleich der δ_P -Werte für die Lastfälle nach Tab. 6.5 und verschiedene Deckenstärken. Für alle Fälle ergibt sich: $\delta_P > 1$. Daraus folgt, dass die Durchstanztragfähigkeit der Leichtbetondecken für alle betrachteten Fälle kleiner ist als die der Normalbetondecken.

Mit zunehmender Deckenstärke nimmt δ_P ab. Der Versuch, die Deckenstärke so weit zu vergrößern, dass $\delta_P = 1$ wird, ergibt bei der Rohdichteklasse D 1.4 unter

6.4. VERGLEICHENDE DURCHSTANZBETRACHTUNG LEICHTBETON - NORMALBETON

LC 30/33	h = 20 cm			h = 25 cm			h = 30 cm		
	D 1.0	D 1.4	D 1.8	D 1.0	D 1.4	D 1.8	D 1.0	D 1.4	D 1.8
LF 1:									
δ_P	1,174	1,098	1,043	1,127	1,070	1,029	1,089	1,047	1,017
LF 2:									
δ_P	1,230	1,132	1,060	1,185	1,105	1,046	1,147	1,082	1,035
$1/\eta_1$	1,550	1,325	1,157	1,550	1,325	1,157	1,550	1,325	1,157

Tab. 6.7: δ_P mit $\eta_S = 1$

dem Lastfall LF 2 eine Deckenstärke $h \approx 60$ cm. Dies ist i. R. kein sinnvolles Maß für Flachdecken.

Es kann soweit zusammengefasst werden:

- Der Nachweis der Durchstanztragfähigkeit stellt bei Leichtbeton, bedingt durch ein ungünstigeres Verhältnis von einwirkender Kraft zu Bauteilwiderstand, höhere Anforderungen als bei Normalbeton.
- Das Verhältnis der betonbezogenen Durchstanztragfähigkeit (R) ohne Durchstanzbewehrung unter Berücksichtigung aller betonabhängigen Einflussfaktoren von Leichtbeton zu Normalbeton kann durch den hier eingeführten Faktor δ_P beschrieben werden.
- Absolut gesehen darf beim Vergleich der Durchstanztraglasten von Leichtbeton und Normalbeton nicht allein der Faktor η_1 nach DIN 1045-1 betrachtet werden. Der Faktor δ_P beschreibt das Verhältnis der Tragfähigkeiten durch die Berücksichtigung last- und ggf. steifigkeitsbedingter Einflüsse realitätsnäher. Zum direkten Vergleich der beiden Faktoren muss der Reziprokwert $\frac{1}{\eta_1}$ gebildet werden. Tab. 6.7 zeigt $\frac{1}{\eta_1}$ in der untersten Zeile.
- Für den Lastfall LF 1 (Tab. 6.5) zeigt δ_P , dass die betonbezogene Durchstanztragfähigkeit des Leichtbetons mit Ausnahme der kleinsten Rohdichteklasse um weniger als 10 % geringer ist als die des Normalbetons. Dieser Unterschied liegt im Bereich üblicher Schwankungen in der Lastermittlung und wird in vielen Fällen nicht dazu führen, dass die Alternativ-Ausführung einer Flachdecke in Leichtbeton zu einer erforderlichen Durchstanzbewehrung führt, die bei einer Ausführung in Normalbeton nicht notwendig ist.

Für den Lastfall LF 2 zeigt δ_P , dass die betonbezogene Durchstanztragfähigkeit des Leichtbetons nur für die Rohdichteklasse D 1.8 um weniger als 10 % geringer ist als die des Normalbetons. Die Klasse D 1.4 weist eine um bis zu 13 % geringere Tragfähigkeit auf. Die Tragfähigkeit der Klasse D 1.0 unterschreitet die des Normalbetons um bis zu 23 %.

Dieser Unterschied liegt in einer Größenordnung, die durchaus bedingen kann, dass die Alternativ-Ausführung einer Flachdecke in Leichtbeton zu einer erforderlichen Durchstanzbewehrung führt, die bei einer Ausführung in Normalbeton nicht notwendig ist.

- *Ladner* und *Rödner* [70] beobachten in ihren Versuchen, dass die Durchstanz-Bruchlast eines Leichtbetons der Rohdichteklasse D 1.8 94 % der Bruchlast eines vergleichbaren Normalbetons erreicht. Das entspricht einem η_1 von 0,94. Damit ergibt sich der Faktor δ_P unter LF 2 zu:

$$\delta_P = \frac{\eta_S \cdot \eta_L}{\eta_1} = \frac{1 \cdot 0,894}{0,94} = 0,951 < 1 \quad (6.16)$$

Das bedeutet, dass bei diesem Versuch die betonbezogene Durchstanztragfähigkeit des Leichtbetons größer ist als bei Normalbeton.

Für die Beurteilung dieses Ergebnisses sind weitere Durchstanzversuche erforderlich, bei denen wie in [70] vergleichbare Normal- und Leichtbetonplatten getestet werden. Leider sind andere Berichte über solche Untersuchungen nicht verfügbar.

Um die Auswirkungen dieser Erkenntnisse auf die Praxis abzuschätzen, wird im Folgenden das Erfordernis von Durchstanzbewehrung bestimmter Flachdecken vergleichend bei Leicht- und Normalbeton untersucht. Zugrunde gelegt wird dabei die Flachdecke aus Abb. 6.10. Für die Leichtbetondecken wird mindestens diejenige Biegelängsbewehrung angesetzt, die sich aus der Biegebemessung für die Normalbetondecken ergibt. Maximal wird für alle Flachdecken angesetzt [25]:

$$\rho_1 \leq \begin{cases} 0,40 \cdot \frac{f_{ck}/\gamma_c}{f_{yd}} \\ 0,02 \end{cases} \quad (6.17)$$

Das Ergebnis des Vergleichs zeigt Tab. 6.8:

Für jeden der beiden untersuchten Lastfälle lässt sich ein Datensatz finden, bei dem der Normalbeton ohne Durchstanzbewehrung auskommt, während der Leichtbeton Durchstanzbewehrung benötigt. Für den Lastfall LF 1 ist dies die Innenstütze der Decke mit $l = 4$ m und $h = 20$ cm. Für den Lastfall LF 2 sind es die Eckstützen der Decke mit $l = 6$ m und $h = 30$ cm.

Die Decke mit $l = 6$ m und $h = 30$ cm ist für die Rohdichteklasse D 1.0 unter LF 2 aufgrund einer Überschreitung der Druckstreben­tragfähigkeit generell nicht ausführbar. Des Weiteren ermöglicht bei drei Platten eine Erhöhung der Biegelängsbewehrung bei den Leichtbetonversionen die Ebenbürtigkeit im Hinblick auf das Erfordernis von Durchstanzbewehrung oder im Hinblick auf die generelle Ausführbarkeit.

6.4. VERGLEICHENDE DURCHSTANZBETRACHTUNG LEICHTBETON - NORMALBETON

Beton f_{ck} = 30 MN/m ²	D	h = 20 cm				h = 25 cm				h = 30 cm			
		1.0	1.4	1.8	NC	1.0	1.4	1.8	NC	1.0	1.4	1.8	NC
1		LF 1:											
4 x 4 m	innen	(✓)	(✓)	(✓)	✓'	✓'	✓'	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Rand	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Eck	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
6 x 6 m	innen									(✓)	(✓)	(✓)	(✓)
	Rand									✓'	✓'	✓'	✓'
	Eck									✓	✓	✓	✓
		LF 2:											
4 x 4 m	innen	(✓)'	(✓)	(✓)	(✓)	✓'	✓'	✓'	✓'	✓'	✓'	✓'	✓
	Rand	✓'	✓'	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	Eck	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
6 x 6 m	innen									X	(✓)'	(✓)'	(✓)'
	Rand										(✓)	(✓)	✓'
	Eck										✓	✓	✓
✓	= Ausführung ohne Durchstanzbewehrung möglich												
(✓)	= Ausführung erfordert Durchstanzbewehrung												
'	= entsprechende Ausführung mit erhöhter Biegelängsbewehrung möglich												
X	= Ausführung nicht möglich												

Tab. 6.8: Vergleich des Erfordernisses von Durchstanzbewehrung verschiedener Flachdecken

Bei der Decke mit $l = 4$ m und $h = 30$ cm unter LF 1, der Decke mit $l = 4$ m und $h = 25$ cm unter LF 2 und der Decke mit $l = 6$ m und $h = 30$ cm unter LF 1 ergeben sich keine Unterschiede in der erforderlichen Bewehrung oder in der Ausführbarkeit.

Weiterhin zeigt der Vergleich, dass eine Vorabschätzung, ob eine Leichtbetonflachdecke mit gleicher Bewehrungsausbildung wie eine Normalbetonflachdecke ausgeführt werden kann, allein anhand des Faktors δ_P nicht möglich ist, da δ_P den Ausnutzungsgrad der Normalbetondecke nicht berücksichtigt. So erfordert eine Decke der Rohdichteklasse D 1.8 mit $l = 4$ m und $h = 20$ cm an der Innenstütze im Gegensatz zu ihrem Normalbeton-Pendant Durchstanzbewehrung, obwohl δ_P hier mit 1,043 relativ gering ist. Bei derselben Decke und einem Leichtbeton der Klasse D 1.0 beträgt der Faktor δ_P der Eckstütze hingegen 1,174 und kann dennoch ebenso wie die entsprechende Normalbetondecke an den Rand- und Eckstützen ohne Durchstanzbewehrung ausgeführt werden.

Eine Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse der Leichtbetone führt, bedingt durch die Vergrößerung der Betonzugfestigkeit, zu einer höheren Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung. Abb. 6.11 zeigt die Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung an der Innenstütze einer Flachdecke mit einer Stärke von 25 cm, einer Spannweite von 6 m, unter Ansatz des maximal anrechenbaren

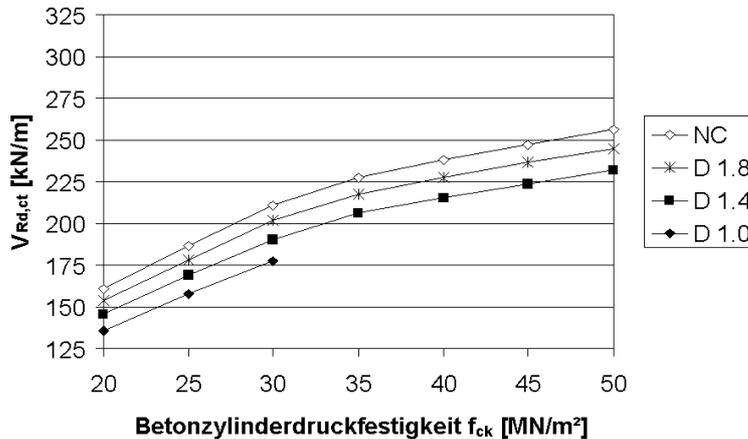


Abb. 6.11: Durchstanztragfähigkeiten einer Flachdecke ohne Durchstanzbewehrung

Bewehrungsgrades und unter Berücksichtigung aller Einflussfaktoren (δ_P für LF 2) für verschiedene Rohdichten und Festigkeitsklassen. Da der Faktor δ_P den Einfluss der geringeren Belastung der Leichtbetondecke berücksichtigt, können die Werte direkt miteinander verglichen werden. Es ist erkennbar, dass durch den Einsatz einer höheren Leichtbetonfestigkeitsklasse die gleichen Größenordnungen für die Durchstanztragfähigkeit ohne Bewehrung erreicht werden können. Die Einsparung der Durchstanzbewehrung wird jedoch die Kosten eines höherwertigen Betons in den seltensten Fällen rechtfertigen.

6.4.2 Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung

Die Wirkungsweise von Durchstanzbewehrungen wurde bereits auf Seite 97 erläutert. Die maximale Tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ einer Flachdecke kann durch den Einbau einer herkömmlichen Durchstanzbewehrung (Bügel, Schrägaufbiegungen) nach DIN 1045-1 [2] um 50 % gegenüber der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung $V_{Rd,ct}$ gesteigert werden:

$$V_{Rd,max} \geq 1,5 \cdot V_{Rd,ct} \quad (6.18)$$

Für Doppelkopfanschienen darf je nach gewähltem Herstellertyp eine Traglaststeigerung von bis zu 90 % angesetzt werden [82]:

$$V_{Rd,max,DK} \geq 1,9 \cdot V_{Rd,ct} \quad (6.19)$$

Für den folgenden Vergleich der Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung von Leichtbeton- und Normalbetonflachdecken ist zu beachten:

1. Die Steigerung der Tragfähigkeit durch herkömmliche Durchstanzbewehrung darf nach DIN 1045-1 bei Leichtbeton als ebenso groß wie bei Normalbeton angesehen werden. Unter Verwendung von lotrecht stehenden Bügeln

6.4. VERGLEICHENDE DURCHSTANZBETRACHTUNG LEICHTBETON - NORMALBETON

setzt sich die aufnehmbare Durchstanzkraft aus dem Traganteil der Durchstanzbewehrung und dem des Betons zusammen. Für die erste Bewehrungsreihe gilt [2]:

$$V_{\text{Rd,sy}} = V_{\text{Rd,ct}} + \frac{\kappa_s \cdot A_{\text{sw}} \cdot f_{\text{yd}}}{u} \quad (6.20)$$

$V_{\text{Rd,sy}}$	=	aufnehmbare Durchstanzkraft eines Plattenquerschnitts mit lotrechter Durchstanzbewehrung
$V_{\text{Rd,ct}}$	=	Betontraganteil
κ_s	=	Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung (s. u.)
A_{sw}	=	erforderliche Querschnitt der Durchstanzbewehrung
f_{yd}	=	Bemessungswert der Fließgrenze des Betonstahls
u	=	betrachteter Rundschnitt

Der Grad der möglichen Ausnutzung der Durchstanzbewehrung in Form von Bügeln, die sogenannte Wirksamkeit, hängt von der vorhandenen Verankerungslänge und vom Schlupf der Endverankerung ab. Er wird nach DIN 1045-1 bei Normalbeton und Leichtbeton als gleichermaßen groß unterstellt. Die Wirksamkeit κ_s wird angesetzt mit:

$$\kappa_s = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{d - 400}{400} \begin{cases} \geq 0,7 \\ \leq 1,0 \end{cases} \quad (6.21)$$

d = statische Nutzhöhe in mm.

Für die bei Flachdecken üblichen Deckenstärken $d \leq 40$ cm ergibt sich damit stets eine anzusetzende Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung von 70 %. Der Endverankerungsschlupf ist bei Leichtbeton größer als bei Normalbeton (s. Punkt 2.). Da aber der erforderliche Biegerollendurchmesser bei Leichtbeton nach DIN 1045-1 um 30 % größer ist als bei Normalbeton, ist die Beanspruchung des Betons im Bereich der Stabkrümmung und der daraus resultierende Schlupf entsprechend geringer. Dabei verkleinert der größere Biegerollendurchmesser die Verankerungslänge bei der nach [2] geforderten Einhaltung der Stabdurchmesserbegrenzung auf $0,05 \cdot d$ in vernachlässigbarem Maße. Aufgrund der geringeren Verbundfestigkeit des Leichtbetons gegenüber der des Normalbetons muss aber davon ausgegangen werden, dass die Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung in Form von Bügeln bei Leichtbeton nach DIN 1045-1 überschätzt wird.

Bei Verwendung von Schrägaufbiegungen wird in [2] für beide Betonarten die volle Ausnutzung der Stäbe unterstellt. Zur Berücksichtigung des schlechteren Verbundes erscheint eine Abminderung der Wirksamkeit sowohl lotrechter als auch schräger Durchstanzbewehrung mit dem Faktor η_1

als sinnvolle Lösung. Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung im Leichtbeton liegen nicht vor, sind aber in Anbetracht dieser Erkenntnisse für einen zuverlässigen und wirtschaftlichen Einsatz von durchstanzbewehrten Leichtbetonflachdecken dringend erforderlich.

Die folgenden Untersuchungen des vorliegenden Kapitels basieren auf den Regelungen nach DIN 1045-1 ohne Abminderung der Wirksamkeit der Bewehrung.

2. Die Verwendung von Doppelkopfkankerschienen und die damit verbundene Traglaststeigerung von 90 % gegenüber einer Decke ohne Durchstanzbewehrung ist für Leichtbeton nicht zugelassen. Die schlupfarme Verankerung durch die Kopfbolzen erzeugt lokal hohe Unterkopfpessungen. Versuche der Firma Halfen-Deha haben Anfang der 90-iger Jahre gezeigt, dass es bei Leichtbeton aufgrund dieser Unterkopfpessung zu Abplatzungen kommt, so dass die mögliche Laststeigerung durch Doppelkopfkankerschienen geringer ausfällt als bei Normalbeton.

Ein möglicher Lösungsweg ist die Definition einer leichtbetonspezifischen Traglaststeigerung bzw. eines rohdichteabhängigen Abminderungsfaktors zur Berechnung der Tragfähigkeitssteigerung bei Leichtbeton auf der Grundlage der Tragfähigkeitssteigerung bei Normalbeton. Effektiver wäre sicherlich die Entwicklung einer speziellen Leichtbeton-Doppelkopfkankerschiene mit vergrößerten Köpfen. Aufgrund mangelnder Nachfrage am Markt gibt es zur Zeit jedoch keine Bemühungen in dieser Richtung.

Für Leichtbetondecken kann somit nur die für herkömmliche Durchstanzbewehrung anzusetzende Traglaststeigerung von 50 % gegenüber der Decke ohne Durchstanzbewehrung angenommen werden.

3. Im Hinblick auf den Ansatz der Biegelängsbewehrung gilt das gleiche wie für die Untersuchung ohne Durchstanzbewehrung.

Die Untersuchung erfolgt analog zu derjenigen im vorherigen Abschnitt. Die Tab. 6.9 stellt die Ergebnisse zusammen. Es bleibt festzustellen:

- Die Flachdecke mit der Spannweite von 8 m und $h \leq 30$ cm ist weder in Leicht- noch in Normalbeton ausführbar.
- Die Flachdecke mit der Spannweite von 6 m und $h \leq 25$ cm ist in Leichtbeton nicht ausführbar.

6.4. VERGLEICHENDE DURCHSTANZBETRACHTUNG LEICHTBETON - NORMALBETON

Beton $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$	D	h = 25 cm				h = 30 cm			
		1.0	1.4	1.8	NC	1.0	1.4	1.8	NC
1		LF 1:							
6 x 6 m	innen	X	X	X	((✓))	(✓)	(✓)	(✓)	(✓)
	Rand				(✓)	✓'	✓'	✓'	✓'
	Eck				✓	✓	✓	✓	✓
8 x 8 m	innen						X	X	X
		LF 2:							
6 x 6 m	innen	X	X	X	((✓))	X	(✓)'	(✓)'	((✓))
	Rand				(✓)		(✓)	(✓)	✓'
	Eck				✓		✓	✓	✓
8 x 8 m	innen						X	X	X
✓	= Ausführung ohne Durchstanzbewehrung möglich								
(✓)	= Ausführung mit Durchstanzbewehrung möglich								
((✓))	= Ausführung mit Doppelkopfanschienen möglich								
'	= entsprechende Ausführung mit erhöhter Biegelängsbew. mögl.								
X	= Ausführung nicht möglich								

Tab. 6.9: Ausführbarkeit verschiedener Flachdecken

- Die Flachdecke mit der Spannweite von 6 m und $h \leq 30 \text{ cm}$ ist in Leichtbeton der Klasse D 1.0 für den LF 2 nicht ausführbar.
- Der Vorteil, den die Doppelkopfanschienen für den Normalbeton bringen, ist deutlich zu erkennen.
- Ein quantitativer Vergleich der erforderlichen Mengen an lotrechter Durchstanzbewehrung ergibt, dass eine Leichtbetondecke bis zu einem Drittel mehr Durchstanzbewehrung benötigt. Diese Differenz basiert zu einem auf einer bei Leichtbeton größeren erforderlichen Bewehrungsmenge pro Reihe, zum anderen durch eine bei Leichtbeton höhere Anzahl an erforderlichen Reihen. Die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung haben auf diesen Vergleich kaum Auswirkungen, da sie bei beiden Betonen ähnlich sind.

Abschließend wird auch hier geprüft, in welchem Maße eine Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse der Leichtbetone zu einer höheren Durchstanztragfähigkeit mit Doppelkopfanschienen für Normalbeton bzw. herkömmlicher Durchstanzbewehrung für Leichtbeton führt. Abb. 6.12 zeigt die Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung an der Innenstütze einer Flachdecke mit einer Stärke von 25 cm, einer Spannweite von 6 m, unter Ansatz des maximal anrechenbaren Bewehrungsgrades und unter Berücksichtigung aller Einflussfaktoren (δ_P für LF 2) für verschiedene Rohdichten und Festigkeitsklassen.

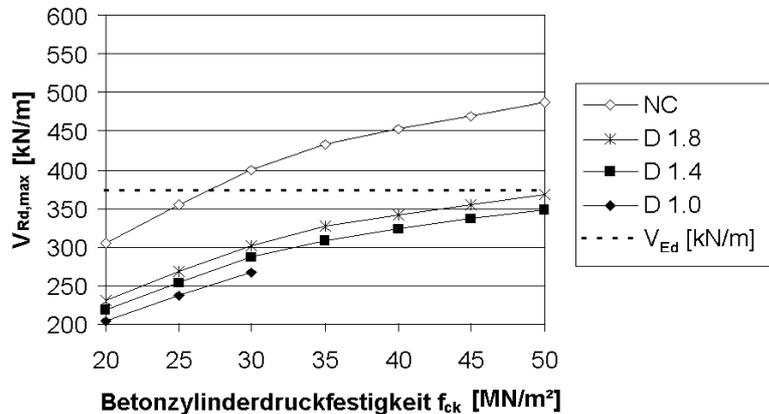


Abb. 6.12: Durchstanstragfähigkeiten einer Flachdecke mit Durchstanzbewehrung

Der Tab. 6.9 ist zu entnehmen, dass die hier betrachtete Platte unter Ansatz von $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$ aufgrund der Überschreitung von $V_{Rd,max}$ in Leichtbeton nicht ausführbar ist. Die vorhandene Durchstanzkraft an der Innenstütze V_{Ed} beträgt 373 kN/m und ist als gestrichelte Linie in Abb. 6.12 gekennzeichnet. Der Leichtbeton mit der Rohdichteklasse D 1.8 erreicht unter Einsatz der Festigkeitsklasse LC 50/55 knapp eine entsprechende Durchstanstragfähigkeit. Für die beiden anderen Rohdichteklassen ist erkennbar, dass durch den Einsatz einer höheren Leichtbetonfestigkeitsklasse weder die Durchstanstragfähigkeit des Normalbetons erreicht, noch im vorliegenden Beispiel der Nachweis $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ erbracht werden kann.

Grundsätzlich ist aber eine Steigerung der Durchstanstragfähigkeit durch die Erhöhung der Festigkeitsklasse möglich. Im vorliegenden Fall beträgt diese für die Leichtbetone der Rohdichteklassen D 1.4 und D 1.8 bis zu 35 %.

6.5 Zusammenfassung

- Eine rechnerische Erfassung der Durchstanstragfähigkeit ist bisher nur unter Ansatz empirischer Faktoren gelungen. Dies beinhaltet eine entsprechende Unsicherheit. Bei Leichtbeton kommen durch die Bandbreite der auf dem Markt angebotenen Zuschlagsarten mit ihren jeweiligen spezifischen Eigenschaften zusätzliche Unsicherheiten hinzu.
- Für einen aussagekräftigen Vergleich der Durchstanstragfähigkeiten von Normalbeton und Leichtbeton ohne Durchstanzbewehrung muss der geringere materialbedingte Durchstanzwiderstand des Leichtbetons beachtet

werden. Demgegenüber stehen allerdings geringere Lasten auf der Einwirkungsseite.

Insgesamt ist festzustellen, dass die Lasteinsparung aber den schwächeren Tragwiderstand des Leichtbetons nicht kompensieren kann.

- Vorgenanntes kann dazu führen, dass Durchstanzbewehrung bei Leichtbetonflachdecken erforderlich wird, während dies bei der Ausführung in Normalbeton nicht erforderlich ist.
Dies bedeutet einen wirtschaftlichen Nachteil für die Leichtbetonlösung.
- Bei zunehmenden Spannweiten oder höheren Verkehrslasten muss die Durchstanztragfähigkeit mit Hilfe von Durchstanzbewehrung sichergestellt werden. Bei Normalbeton kann hier mittels Doppelkopfkankerschien eine Tragfähigkeitssteigerung von bis zu 90 % erreicht werden. Für Leichtbeton ist der Einbau von Doppelkopfkankerschien nicht zugelassen. Hier beträgt die maximale Tragfähigkeitssteigerung unter Einsatz herkömmlicher Durchstanzbewehrung (Bügel, Schrägaufbiegungen) bis zu 50 %.
- Vorgenanntes kann dazu führen, dass die Ausführung einer Flachdecke in Leichtbeton nicht möglich ist, während eine Alternativ-Ausführung in Normalbeton durch die Verwendung von Doppelkopfkankerschien umsetzbar ist.
- Die Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung wird nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit der vorhandenen Verankerungslänge (Bauteilhöhe) abgemindert. Die Höhe der Abminderung ist für Leicht- und Normalbeton gleich, obwohl der Leichtbeton eine geringere Verbundfestigkeit besitzt. Um diesen Ansatz zu überprüfen, sind experimentelle Untersuchungen dringend erforderlich.
- Soll an einer Leichtbeton-Ausführung festgehalten werden, obwohl die Durchstanztragfähigkeit mit herkömmlicher Durchstanzbewehrung nicht nachgewiesen werden kann, bleiben folgende Lösungswege:
 - Wahl einer höheren Betonfestigkeitsklasse,
 - Zustimmung im Einzelfall für eine bestimmte Doppelkopfkankerschiene in Kombination mit dem gewünschten Leichtbeton,
 - Ausführung der Flachdecke im Durchstanzbereich in Normalbeton (s. Abschn. 8.3),
- Als sinnvolle und zukunftssträchtige Lösung wird die Entwicklung einer Doppelkopfkankerschiene oder einer entsprechenden Bewehrungseinheit speziell

für Leichtbeton angesehen, die die Durchstanztragfähigkeit auf vergleichbarem Niveau sicherstellt, wie es bei Durchstanzbewehrungen für den Normalbeton gelungen ist.

- Darüber hinaus haben Versuchsergebnisse [70] gezeigt, dass die Regelungen der DIN 1045-1 [2] die Durchstanztragfähigkeit von Leichtbeton möglicherweise unterschätzen. Hier besteht der Bedarf an weiteren experimentellen Untersuchungen, auf deren Grundlage unter Umständen ein verbesserter Zahlenfaktor c für den Leichtbeton gefunden werden kann (vgl. Gleichung 6.9).

Kapitel 7

Aussteifung, Stabilität und Lagesicherheit

Der Einsatz von Konstruktions-Leichtbeton ist bei Hochbauten grundsätzlich nur für Bauteile sinnvoll, bei denen die günstigen Auswirkungen der reduzierten Eigengewichtslast die Mehrkosten für den Leichtbeton rechtfertigen. Bei Flachdecken kann dies wegen ihres großen Beitrags zum Eigengewicht der Gesamtkonstruktion gegeben sein. Vertikal aussteifende Bauteile wie Wände und Stützen hingegen haben bei Gebäuden mit Flachdecken zusammen einen Anteil von etwa 15 % am Eigengewicht der Gesamtkonstruktion. Daher lohnt sich der Leichtbetoneinsatz hier nicht.

Der Nachweis der lotrechten Gebäudeaussteifung erfolgt somit an Normalbetonbauteilen, unabhängig davon, ob die Flachdecken in Normalbeton oder in Leichtbeton ausgeführt werden.

Trotzdem beeinflusst die Art des Deckenbetons sowohl die Aussteifung als auch die Stabilität und die Lagesicherheit eines Gebäudes. Das geringere Gesamteigengewicht je Geschoss beim Einsatz von Leichtbetondecken kann sich in diesem Zusammenhang nachteilig auswirken. Beispielsweise ist im Falle einer Flachgründung zu prüfen, ob zur Vermeidung einer klaffenden Fuge statt preiswerter Einzel- oder Streifenfundamente eine teurere tragende Bodenplatte vorgesehen werden muss. Darüber hinaus ist der Nachweis der klaffenden Fuge bei einer Gründung auf einer Bodenplatte im üblichen Hochbau in der Regel nicht notwendig. Es ist zu klären, ob dies auch für Gebäude mit Leichtbetonflachdecken gilt.

Die Untersuchungen dieses Kapitels umfassen die folgenden Nachweise:

- Nachweis der Stabilität des Gesamttragwerkes,
- Nachweis der Wandscheiben unter Windbeanspruchung,
- Nachweis der zulässigen Ausmitte der resultierenden Kraft in der Sohlfläche,
- Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen,
- Nachweis der Gleitsicherheit,
- Nachweis der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben.

Zunächst wird davon ausgegangen, dass die aussteifenden Bauteile bei Gebäuden mit Leichtbeton- und Normalbetonflachdecken mit identischen Querschnitten ausgebildet werden. Beim Einsatz von Leichtbetonflachdecken ist ggf. eine Ausführung der vertikal abtragenden Bauteile mit kleineren Querschnitten möglich. Diese Möglichkeit sowie ihre Auswirkungen auf die oben genannte Nachweise werden in Kapitel 7.7 untersucht.

7.1 Nachweis der Stabilität des Gesamttragwerkes

Der Nachweis der Stabilität des Gesamttragwerkes beinhaltet den Nachweis der Standsicherheit der horizontal und vertikal aussteifenden Bauteile. Erstere sind in der Regel die Flachdecken, die, als starre Scheiben betrachtet, die Horizontallasten von ihrem Angriffsbereich zu den vertikal aussteifenden Bauteilen übertragen. Die Betonsorte der Flachdecken beeinflusst dabei die aussteifende Wirkung der Deckenscheiben nicht.

Für die vertikale Aussteifung werden bei Gebäuden mit Flachdecken im Regelfall die Wandscheiben der Treppen- bzw. Aufzugskerne angesetzt. In seltenen Fällen wird auch den schlanken Stützen eine Beteiligung an der Aussteifung zugeschrieben. Beim Nachweis der vertikal aussteifenden Bauteile, die sowohl Vertikal- als auch Horizontalkräfte in den Baugrund abtragen müssen, sind die Auswirkungen planmäßiger und unplanmäßiger Verformungen des Gesamttragwerkes auf die Schnittgrößen zu berücksichtigen. Dabei verursachen die Verformungen im Wesentlichen eine Vergrößerung der Einspannmomente an den Fußpunkten der aussteifenden Bauteile. Das Maß der Vergrößerung ist abhängig von der Größe der Vertikallasten. Da diese beim Einsatz von Leichtbetonflachdecken geringer ist als bei einem vergleichbaren Gebäude mit Normalbetondecken, ist auch der

7.2. NACHWEIS DER ZULÄSSIGEN AUSMITTE DER RESULTIERENDEN KRAFT IN DER SOHLFLÄCHE

Zuwachs der Schnittgrößen, bedingt durch die Verformungen, geringer.

Nach *König* und *Liphardt* [83] ergibt sich bei symmetrisch angeordneten Aussteifungselementen die horizontale Verformung der vertikal aussteifenden Bauteile, wenn diese zu einem Kragarm zusammengefasst werden, zu:

$$f = \frac{h^4}{8EI} \cdot w + \underbrace{\frac{h^4}{8EI} \cdot F \cdot \frac{f}{h}}_{\text{Theorie II. Ordnung}} = \frac{h^4}{8EI} \left[w + F \cdot \frac{f}{h} \right] \quad (7.1)$$

- f = horizontale Verschiebung am Kopfpunkt des Gebäudes [m]
- h = Bauwerkshöhe [m]
- EI = Summe der Biegesteifigkeit der vertikal aussteifenden Bauteile [MNm²]
- w = Horizontallast aus Wind [MN/m]
- F = über die Höhe verschmierte Vertikallasten des Bauwerkes [MN/m].

In Gl. 7.1 ist der Verschiebungsanteil aus Theorie II. Ordnung gekennzeichnet. Bei Gebäuden mit Leichtbetonflachdecken sind die Vertikallasten F des Bauwerkes um bis zu 35 % kleiner als bei Normalbeton, während alle übrigen Werte der Gl. 7.1 identisch sind. Der E-Modul E_{cm} verändert sich durch den Einsatz von Leichtbeton nicht, solange die vertikal aussteifenden Bauteile in Normalbeton ausgeführt werden. Somit ist die Horizontalverschiebung des Kopfpunktes von Hochbauten mit Leichtbetonflachdecken geringer und der Nachweis der Stabilität leichter zu erbringen als bei solchen mit Normalbetonflachdecken. Dies gilt in gleichem Maße auch für Tragwerke mit unsymmetrisch angeordneten Aussteifungselementen.

7.2 Nachweis der zulässigen Ausmitte der resultierenden Kraft in der Sohlfläche

Für den Nachweis der zulässigen Ausmitte der resultierenden Kraft in der Sohlfläche (Nachweis der klaffenden Fuge) sind zum einen das Verhältnis des einwirkenden Momentes zur einwirkenden Normalkraft $e = M/N$ und zum anderen die Abmessungen des Gründungskörpers maßgebend. Nach DIN 1054 (01/2003) [13] muss eingehalten werden: Der Angriffspunkt der Lastresultierenden aller ständigen Einwirkungen (charakteristisch) muss innerhalb der 1. Kernfläche liegen:

$$\frac{e_x}{b_x} + \frac{e_y}{b_y} \leq \frac{1}{6} \quad (7.2)$$

Der Angriffspunkt der Lastresultierenden aller ständigen und veränderlichen Einwirkungen (charakteristisch in ungünstigster Kombination) muss innerhalb der

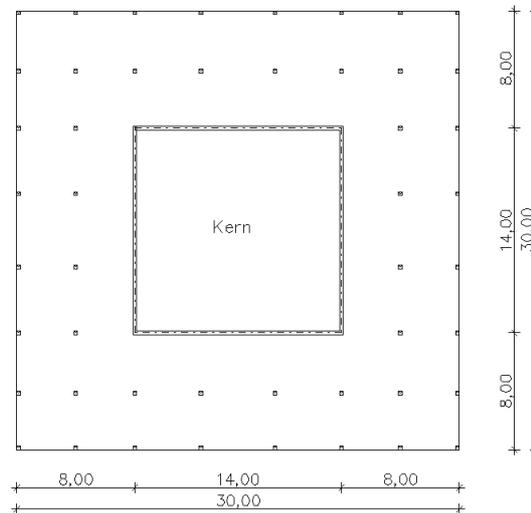


Abb. 7.1: Grundriss des Punkthauses mit Kernaussteifung über vier Wandscheiben

2. Kernfläche liegen:

$$\left(\frac{e_x}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y}\right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad (7.3)$$

Der erste Nachweis, bei dem nur ständige Lasten berücksichtigt werden, ist unabhängig von der Wahl der Betonrohddichte. Im üblichen Hochbau treten hier nur Horizontalkräfte aus Imperfektionen auf. Diese sind abhängig von den auftretenden Vertikallasten. Daher verändern sich die Vertikal- und die Horizontallasten in Abhängigkeit der gewählten Betonrohddichte in demselben Maße. Gleiches gilt für die aus den Horizontalkräften resultierenden Momente. Die für den Nachweis der klaffenden Fuge anzusetzende Ausmitte $e = M/N$ kann somit als unabhängig vom Eigengewicht der eingesetzten Betonbauteile betrachtet werden.

Beim zweiten Nachweis werden sowohl ständige als auch veränderliche Lasten berücksichtigt. Für den Hochbau ergibt sich als ungünstigste und damit maßgebende Kombination: Vertikal wirkt nur das Eigengewicht, und horizontal wirkt neben den Imperfektionen aus Eigengewicht vor allem der Wind als vergleichsweise große Kraft. Ein geringeres Deckeneigengewicht führt zwangsläufig zu einer größeren Ausmitte der resultierenden Kraft in der Sohlfläche. Um die Auswirkungen auf den Nachweis der klaffenden Fuge zu klären, werden zwei Stahlbeton-Beispielhäuser untersucht: ein Punkthaus (Abb. 7.1) und eine Dreibundanlage (Abb. 7.2). Beide Häuser werden entsprechend den Empfehlungen und Erfahrungswerten von *König* und *Liphardt* [83] konzipiert:

- Die Gebäude- und die Kernabmessungen ergeben sich aus einer in Deutschland üblichen Geschossfläche von 900 m^2 und einer maximalen Raumtiefe

7.2. NACHWEIS DER ZULÄSSIGEN AUSMITTE DER RESULTIERENDEN KRAFT IN DER SOHLFLÄCHE

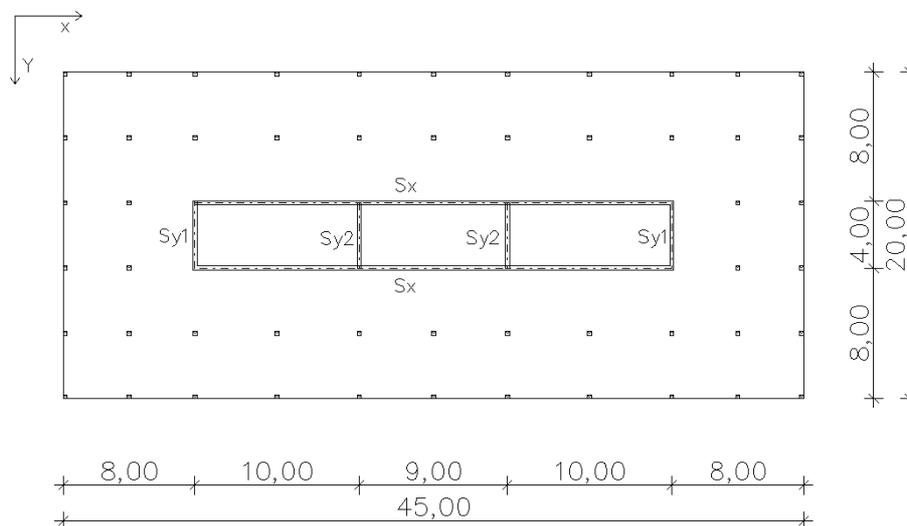


Abb. 7.2: Grundriss der Dreibundanlage mit Kernaussteifung über sechs Wandscheiben

von 6 m zzgl. 2 m für die horizontalen Erschließungswege.

Bei einem quadratischen Punkthaus mit zentraler Kernaussteifung resultieren daraus Gebäudeaußenabmessungen von 30 m x 30 m.

Die Dreibundanlage misst 45 m x 20 m.

- Die Geschosshöhe wird zu 3,50 m gewählt und entspricht damit den Anforderungen der Praxis.
- Die Deckenstärke beträgt im gesamten Gebäude 0,25 m.
- Die Häuser besitzen ein Untergeschoss (UG) und eine variable Anzahl (x) Normalgeschosse (NG) über GOK.
- Es werden jeweils zwei Gründungs-Varianten untersucht: eine Gründung auf Einzel- und Streifenfundamenten und eine Gründung auf einer tragenden Bodenplatte.
- Die Aussteifung erfolgt über den Kern:
 Punkthaus: zwei identische aussteifende Stahlbetonwände in jeder Richtung: $b/l = 0,25 \text{ m}/14 \text{ m}$
 Dreibundanlage:
 x-Richtung: zwei aussteifende Stahlbetonwände S_x : $b/l = 0,25 \text{ m}/29 \text{ m}$
 y-Richtung: vier aussteifende Stahlbetonwände S_{y1}/S_{y2} : $b/l = 0,25 \text{ m}/4 \text{ m}$
- Es wird angenommen, dass die Zunahme der Schnittgrößen durch die Verformung des Gesamtgebäudes weniger als 10 % beträgt, so dass die Ermitt-

lung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung erfolgen kann.

- Für die Verkehrslast wird, wie in der Praxis üblich, ein über die Anforderungen der Normen hinausgehender charakteristischer Wert von $5,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen, um ggf. eine spätere Umnutzung zu ermöglichen.
- Für die Gesamtlast pro m^3 umbauten Raumes kann von einem mittleren charakteristischen Erfahrungswert von $4,3 \text{ kN/m}^3$ inkl. Verkehrslast ausgegangen werden.
- Die Vertikallasten wachsen proportional zur Gebäudehöhe: $F \sim h$.
- Die Momente aus Imperfektionen wachsen überproportional zur Gebäudehöhe: $M_{\text{Imp}} \sim h^2$.
- Die Momente aus der Windbelastung wachsen überproportional zur Gebäudehöhe. Der in [83] vorgeschlagene Ansatz $M_W \sim h^{2,5}$ wird aber in diesem Zusammenhang für zu ungenau gehalten. Daher erfolgt eine ausführliche Windlastberechnung nach DIN 1055-4 (03/2001) [14].

1. Vertikallasten:

Für die nachfolgenden Untersuchungen ist es zweckmäßig, die Vertikallasten abhängig vom eingesetzten Deckenbeton anzusetzen und geschossweise bzw. pro laufenden Höhenmeter darzustellen. Wegen der identischen Größe der Grundfläche, gelten nachstehende Überlegungen sowohl für das Punkthaus als auch für die Dreibundanlage.

- Gesamtflächenlast pro Geschoss: $4,3 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,50 \text{ m} = 15,05 \text{ kN/m}^2$
- Maßgebend für den Nachweis der klaffenden Fuge ist die Lastfallkombination der minimalen Vertikallasten mit dem maximalen Moment. Dies ergibt sich bei Ansatz der Lastfallkombination aus ausschließlich ständigen Vertikallasten mit vollem Wind:
ständige Flächenlast pro Geschoss:
 $15,05 \text{ kN/m}^2 - 5,00 \text{ kN/m}^2 = 10,05 \text{ kN/m}^2$
- ständige Flächenlast pro Geschoss in Abhängigkeit der Rohdichte des Deckenbetons:
 $10,05 \text{ kN/m}^2 - 0,25 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 0,25 \text{ m} \cdot \gamma = 3,80 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ m} \cdot \gamma$
 $\gamma = \text{Rohdichte des bewehrten Betons in kN/m}^3$
- **ständige Gesamtlast pro Geschoss [kN]:**
 $3.420 \text{ kN} + 225 \text{ m}^3 \cdot \gamma$

7.2. NACHWEIS DER ZULÄSSIGEN AUSMITTE DER RESULTIERENDEN KRAFT IN DER SOHLFLÄCHE

- Lasteinzugsfläche A_L einer Wandscheibe:

Punkthaus	Dreibundanlage
je: 100 m ²	Sx: 142 m ² Sy1: 37 m ² Sy2: 8 m ²

- Vertikallast pro laufenden Höhenmeter je Wandscheibe [kN/m]:

$$A_L [\text{m}^2] \cdot (3,80 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ m} \cdot \gamma) / 3,50 \text{ m} =$$

$$A_L [\text{m}^2] \cdot (1,086 \text{ kN/m}^3 + 0,0714 \cdot \gamma) \quad (7.4)$$

2. Momente aus Imperfektionen:

Basierend auf der Annahme $M_{\text{Imp}} \sim h^2$ gilt:

$$M_{\text{Imp}} = (\Omega_1 + \Omega_2 \cdot \gamma) \cdot h_S^2 \cdot \varphi \quad (7.5)$$

- Ω_1 = gebäudeabhängiger Lastfaktor für Wände, Stützen, Fassaden, Ausbau [kNm/m²]
- Ω_2 = gebäudeabhängiger Lastfaktor für das Betoneigengewicht der Decken [m⁴/m²]
- h_S = Höhe über Sohlfläche [m]
- φ = Winkel der Schiefstellung [rad]

Da eine von der Gebäudehöhe unabhängige Formulierung für M_{Imp} gesucht wird, erscheint der Winkel der Schiefstellung, der von der Höhe abhängt (siehe Gl. 7.6), in Gl. 7.5 als Variable. Die Faktoren Ω_1 und Ω_2 berücksichtigen die Geometrie und Lastaufteilung des Gebäudes. Aufgrund der identischen Größe der Grundfläche beider Gebäude sind diese Faktoren bei den zu untersuchenden Häusern gleich. Sie werden über die folgende Beispielrechnung abgeschätzt. Dabei wird auf eine Abminderung der Schiefstellung, die nach DIN 1045-1 bei Vorhandensein mehrerer lastabtragender vertikaler Bauteile zulässig ist, vereinfachend verzichtet.

Ersatz-Horizontallast zur Berücksichtigung der Imperfektionen je Geschoss i:

$$H_i = V_i \cdot \underbrace{\left(\frac{1}{100 \cdot \sqrt{x} \cdot 3,50 \text{ m}} \right)}_{\varphi \leq 1/200} \quad (7.6)$$

Annahme: Anzahl der Geschosse oberhalb der Einspannebene $x = 7$

Höhe über Sohlfläche: $h_S = 7 \cdot 3,5 \text{ m} + \underbrace{3,5 \text{ m}}_{\text{UG}} = 28 \text{ m}$

$$M_{\text{Imp}}[\text{kNm}] = (3.420 \text{ kN} + 225 \text{ m}^3 \cdot \gamma) \cdot \varphi \cdot 3,50 \text{ m} \cdot \sum_{i=1}^7 (i+1)$$

$$M_{\text{Imp}}[\text{kNm}] = (418.950 \text{ kNm} + 2.7562,5 \text{ m}^4 \cdot \gamma) \cdot \varphi$$

$$\frac{M_{\text{Imp}}}{h_s^2 \cdot \varphi} = \frac{(418.950 \text{ kNm} + 2.7562,5 \text{ m}^4 \cdot \gamma) \cdot \varphi}{(28 \text{ m})^2 \cdot \varphi} = 534,4 \text{ kNm/m}^2 + 35,1 \text{ m}^4/\text{m}^2 \cdot \gamma$$

Es ergibt sich:

$$\Omega_1 = 534,4 \text{ kNm/m}^2,$$

$$\Omega_2 = 35,1 \text{ m}^4/\text{m}^2.$$

Moment infolge von Imperfektionen für das Gesamtgebäude:

$$\Rightarrow M_{\text{Imp}} [\text{kNm}] = (534,4 \text{ kNm/m}^2 + 35,1 \text{ m}^4/\text{m}^2 \cdot \gamma) \cdot h_s^2 \cdot \varphi \quad (7.7)$$

Das Moment aus Imperfektionen M_{Imp} verteilt sich auf die Wandscheiben entsprechend der Verteilungszahl ξ_{Imp} , die sich aus statischen Überlegungen ergibt:

Punkthaus		Dreibundanlage	
Wand	ξ_{Imp}	Wand	ξ_{Imp}
alle	0,5	Sx	0,5
		Sy1	0,355
		Sy2	0,145

3. Momente aus Windbelastung:

Gemäß DIN 1055-4 (03/2001)[14] können Gebäude in Massivbauweise mit einem Grundriss und einer Aussteifung, wie bei den beiden zu untersuchenden Beispielhäusern gegeben, nach Abschnitt 6.2, Gl. (1) der Norm als nicht-schwingungsanfällig angesehen werden.

Nach DIN 1055-4 gilt:

$$W_i [\text{kN}] = 2,1 \cdot q_{\text{ref},0} \cdot \left(\frac{z_i}{10}\right)^{0,24} \cdot c_{pe} \cdot b_W \cdot h_i \quad (7.8)$$

- W_i = resultierende Windkraft pro Gebäudestreifen nach DIN 1055-4 [kN]
- $q_{\text{ref},0}$ = Geschwindigkeitsdruck; Annahme Windlastzone II: $q_{\text{ref},0} = 0,48 \text{ kN/m}^2$
- z_i = Höhe der Oberkante des betrachteten Gebäudestreifens über GOK [m]
- c_{pe} = Außendruckbeiwert nach DIN 1055-4 [-]
- b_W = Breite der Windangriffsfläche [m]
- h_i = Höhe des betrachteten Gebäudestreifens [m]

7.2. NACHWEIS DER ZULÄSSIGEN AUSMITTE DER RESULTIERENDEN KRAFT IN DER SOHLFLÄCHE

Moment infolge von Wind für das Gesamtgebäude:

$$\Rightarrow M_W \text{ [kNm]} = \sum_i W_i \cdot \left(z_i - \frac{h_i}{2} + 3,5 \text{ m} \right) \quad (7.9)$$

Das Moment aus der Windbelastung M_W verteilt sich auf die Wandscheiben entsprechend der Verteilungszahl ξ_W , die sich aus statischen Überlegungen ergibt:

Punkthaus		Dreibundanlage	
Wand	ξ_W	Wand	ξ_W
alle	0,6	Sx	0,64
		Sy1	0,521
		Sy2	0,145

Die Verteilungszahl ξ_W berücksichtigt eine nach DIN 1055-4 vorgeschriebene Windlast-Ausmitte von 10 % der Gebäudebreite, falls diese ungünstig wirkt.

4. Zusammenfassend ergibt sich pro Wandscheibe:

- vertikale ständige Lasten:
 $F \text{ [kN]} = h_S \cdot A_L \cdot (1,086 \text{ kN/m}^3 + 0,0714 \cdot \gamma) + EG_{\text{Fund.}}$
- Momente aus Imperfektionen:
 $M_{\text{Imp}} \text{ [kNm]} = (534,4 \text{ kNm/m}^2 + 35,1 \text{ m}^4/\text{m}^2 \cdot \gamma) \cdot \xi_{\text{Imp}} \cdot h_S^2 \cdot \varphi$
- Momente aus Wind:
 $M_W \text{ [kNm]} = \xi_W \cdot \sum_i W_i \cdot (z_i - \frac{h_i}{2} + 3,5 \text{ m})$

Die Abmessungen der Streifenfundamente werden abgeschätzt zu:

Punkthaus			Dreibundanlage		
Wand	Fund.-Maße b/l/h [m]	$EG_{\text{Fund.}}$ [kN]	Wand	Fund.-Maße b/l/h [m]	$EG_{\text{Fund.}}$ [kN]
alle	2/15/1	750	Sx	2/30/1	1.500
			Sy1	2/6/1	300
			Sy2	2/6/1	300

Für die Bodenplatte (BP) gilt vereinfacht:

Punkthaus		Dreibundanlage	
Maße BP $b_x/b_y/h$ [m]	EG_{BP} [kN]	Maße BP $b_x/b_y/h$ [m]	EG_{BP} [kN]
30/30/1	22.500	45/20/1	22.500

Bei einer Gründung der aussteifenden Wandscheiben auf **Streifenfundamente** entsteht eine einachsige Beanspruchung in Richtung der längeren Fundamentabmessung l . Die maximal zulässige Ausmitte ergibt sich zu $e \leq \frac{1}{3}$.

Unter Einsatz der leichtesten Rohdichteklasse D 1.0 ($\gamma = 11,5 \text{ kN/m}^3$) für die Flachdecken bzw. unter Einsatz von Normalbeton ($\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$) ergibt sich die maximal mögliche Gebäudehöhe zusammen mit den dazu gehörigen Kraftgrößen:

Streifenfundamente	Punkthaus		Dreibundanlage			
	NC	D 1.0	NC		D 1.0	
	je Wand	je Wand	Sy1	Sy2	Sy1	Sy2
Anzahl NG: x	21	15	3		2	
h_{GOK} [m]	73,5	52,5	10,5		7,0	
h_s [m]	77,0	56,0	14,0		10,5	
F [kN]	22.857	11.430	1.787	622	1.041	460
M_{Imp} [kNm]	4.882	2.030	304	124	139	57
M_W [kNm]	106.091	52.399	2.724	758	1.216	338
vorh e [m]	4,86	4,76	1,69	1,42	1,30	0,86
zul e [m]	5,00	5,00	2,00		2,00	

Bei der Dreibundanlage sind die Streifenfundamente unter der Wandscheibe S_x aufgrund ihrer deutlich größeren Abmessung l und der kleineren Breite der Windangriffsfläche b_w nicht maßgebend.

Soll für die Dreibundanlage beim Einsatz von Leichtbeton eine Ausführung mit 3 Geschossen ermöglicht werden, ist die Länge des Fundamentes um 13 % auf 6,80 m zu vergrößern.

Beim Einsatz einer **Bodenplatte** wird der Nachweis unter zweiachsiger Beanspruchung geführt:

$$\left(\frac{M_{Imp} + M_W}{F} \right)^2 + \left(\frac{M_{Imp}}{F} \right)^2 \leq \frac{1}{9} \quad (7.10)$$

Bei der Dreibundanlage wird ausschließlich der Lastfall Wind in y -Richtung als der maßgebende untersucht. Die Gebäudehöhe wird auf $h_{GOK} < 300 \text{ m}$ beschränkt.

Unter Verwendung der leichtesten Rohdichteklasse D 1.0 ($\gamma = 11,5 \text{ kN/m}^3$) für die Flachdecken bzw. unter Einsatz von Normalbeton ($\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$) ergibt sich die maximal mögliche Gebäudehöhe zusammen mit den dazu gehörigen Kraftgrößen:

7.2. NACHWEIS DER ZULÄSSIGEN AUSMITTE DER RESULTIERENDEN KRAFT IN DER SOHLFLÄCHE

Bodenplatte	Punkthaus		Dreibundanlage	
	NC	D 1.0	NC	D 1.0
Anzahl NG: x	86		82	60
h_{GOK} [m]	301,0		287,0	210,0
h_s [m]	304,5		290,5	213,5
F [kN]	809.300	545.141	773.123	388.949
M_{Imp} [kNm]	75.459	50.132	70.332	29.506
M_W [kNm]	3.739.539	3.739.539	5.093.201	2.577.101
bezogene vorh e'	0,025	0,054	0,112	0,112
bezogene zul e'	0,111			

Ergebnisse:

- Der Nachweis der klaffenden Fuge lässt sich beim Punkthaus mit Gründung auf Einzel- und Streifenfundamenten unabhängig von dem für die Flachdecken gewählten Beton problemlos bis in Höhen erbringen, bei denen eine Gründung auf einer Bodenplatte dem Streifenfundament aufgrund der Problematik von Setzungsdifferenzen vorzuziehen ist.
- Der Nachweis der klaffenden Fuge lässt sich beim Punkthaus mit Gründung auf einer Bodenplatte unabhängig von dem für die Flachdecken gewählten Beton problemlos bis in Höhen erbringen, bei denen eine Gründung auf Pfählen oder einer kombinierten Pfahl-Platten-Gründung (KPP) der Bodenplatte aufgrund der Problematik von Setzungsdifferenzen vorzuziehen ist.
- Der Nachweis der klaffenden Fuge lässt bei der Dreibundanlage mit Gründung auf Einzel- und Streifenfundamenten bei Normalbetonflachdecken 3 Geschosse über GOK, bei Leichtbetonflachdecken durch das ungünstigere Verhältnis von Vertikallasten zu Horizontallasten lediglich 2 Geschosse über GOK zu. Werden Einzel- und Streifenfundamente ausgeführt, können also beim Einsatz von Leichtbetondecken zur Vermeidung einer klaffenden Fuge größere Fundamentabmessungen erforderlich werden.
- Der Nachweis der klaffenden Fuge lässt sich bei der Dreibundanlage mit Gründung auf einer Bodenplatte unabhängig von dem für die Flachdecken gewählten Beton problemlos bis in Höhen erbringen, bei denen eine Gründung auf Pfählen oder einer KPP-Gründung der Bodenplatte aufgrund der Problematik von Setzungen vorzuziehen ist.
- Im Falle einer Pfahl- oder einer KPP-Gründung kann die Problematik der klaffenden Fuge durch den Einsatz von Zugpfählen entschärft werden.

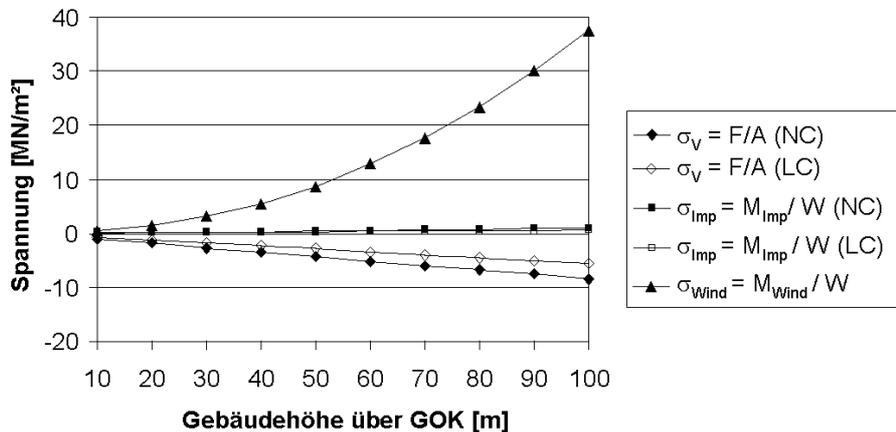


Abb. 7.3: Spannungskomponenten in der untersten Wandscheibe des Punkthauses

- Üblicherweise kann unter Verwendung von Normalbetondecken und Gründung auf einer Bodenplatte der Nachweis der klaffenden Fuge entfallen. Den Ergebnissen obiger Berechnungen zufolge gilt dies auch für Gebäude mit Leichtbetondecken.

7.3 Nachweis der Wandscheiben unter Windbeanspruchung

Der Nachweis der vertikal aussteifenden Wände ist unter denjenigen Lastkombinationen zu führen, aus denen einerseits die größte Druckbeanspruchung und andererseits die größte Zugbeanspruchung der Wände resultiert. Die Lastkombination mit der größten Druckbeanspruchung (alle ständigen und veränderlichen vertikalen Lasten unter Ansatz des vollen Windes mit $\gamma_g = 1,35$ bzw. $\gamma_q = 1,50$) erzeugt bei Einsatz von Leichtbetondecken infolge des geringeren Eigengewichtes kleinere Schnittkräfte. Hierdurch kann ggf. die Druckbewehrung in den Wänden gegenüber der Normalbetonlösung reduziert werden. Die Lastkombination mit der größten Zugbeanspruchung ist die Kombination aus allen vertikalen, ständigen Lasten ($\gamma_g = 1,00$) unter Ansatz der vollen Windkraft ($\gamma_q = 1,50$). Analog zu der Problematik des vorhergehenden Abschnitts ist das Verhältnis dieser Lasten beim Einsatz von Leichtbetondecken ungünstiger als beim Einsatz von Normalbetondecken.

7.3. NACHWEIS DER WANDSCHEIBEN UNTER WINDBEANSPRUCHUNG

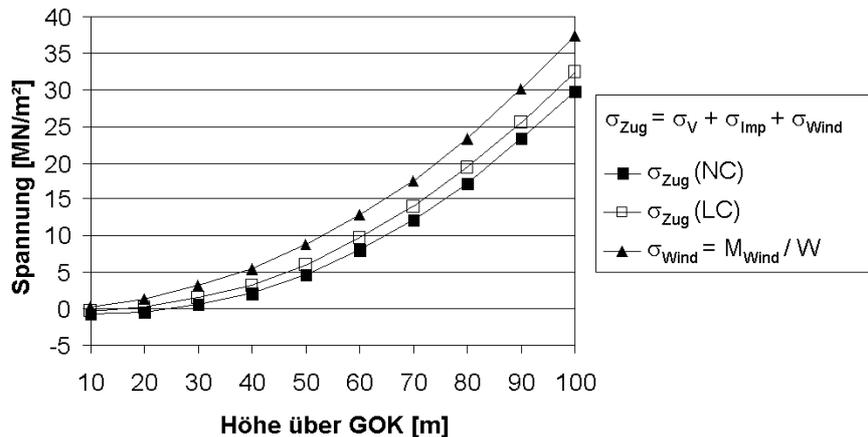


Abb. 7.4: Maximale resultierende Gesamtspannung in der untersten Wandscheibe des Punkthauses

Die Beanspruchung der Wandscheiben setzt sich aus drei Spannungskomponenten zusammen:

1. Druckspannung aus den vertikalen ständigen Lasten F bezogen auf die Querschnittsfläche A der Wand: $\sigma_V = F/A$,
2. Zug-/Druckspannung aus dem Moment infolge der Imperfektionen M_{Imp} bezogen auf das Widerstandsmoment W der Wand: $\sigma_{Imp} = M_{Imp}/W$,
3. Zug-/Druckspannung aus dem Moment infolge der Windbelastung M_{Wind} bezogen auf das Widerstandsmoment W der Wand: $\sigma_{Wind} = M_{Wind}/W$.

Die Zusammenhänge werden im Folgenden am Beispiel des Punkthauses nach Abb. 7.1 aufgezeigt. Das Punkthaus orientiert sich an den Rahmenbedingungen, die in Abschnitt 7.2 angegeben werden. Die vertikal aussteifenden Wandscheiben haben die Abmessungen $b/h = 0,25 \text{ m}/14 \text{ m}$. Für die Decken wird ein C 25/30 bzw. ein LC 25/28 D 1.0 eingesetzt. Die Belastung wird entsprechend Punkt 4 auf S. 125 angesetzt.

Abb. 7.3 zeigt für dieses Beispiel die Spannungskomponenten der maßgebenden untersten Wandscheibe für den Einsatz von Normalbetondecken (NC) und den Einsatz von Leichtbetondecken (LC). Die Spannungskomponente, die aus den Imperfektionen resultiert, ist vernachlässigbar im Vergleich zu der Komponente aus den ständigen Lasten und der dominierenden Komponente aus der Windbelastung.

Abb. 7.4 stellt die Gesamtzugspannung der untersten Wand für die Lastkombination für die größte Zugbeanspruchung dar, die aus den einzelnen Komponenten

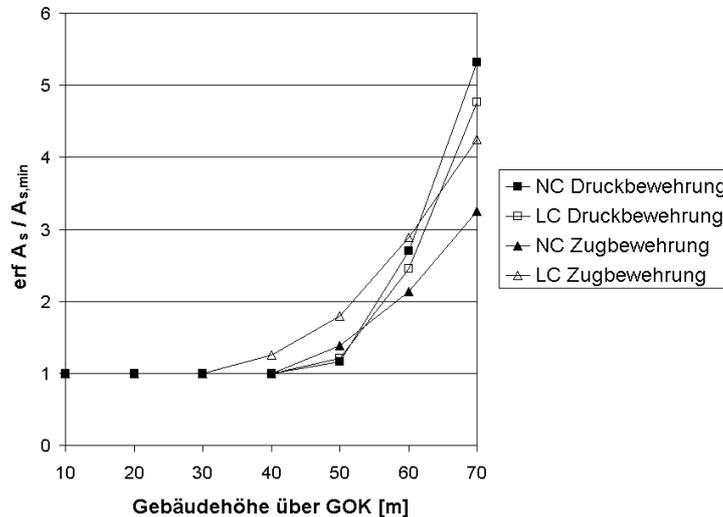


Abb. 7.5: Erforderliche vertikale Bewehrung einer Punkthaus-Wandscheibe bezogen auf die Mindestbewehrung nach DIN 1045-1

der Abb. 7.3 resultiert. Aufgrund des hohen Beitrages der Windkomponente verlaufen die Linien der Windbelastung und die der Gesamtzugspannung nahezu affin zueinander. Beim Einsatz von Leichtbetondecken sind die Zugspannungen erwartungsgemäß größer als beim Einsatz von Normalbetondecken. Bei Leichtbetondecken treten in der Wandscheibe erste Zugspannungen ab einer Gebäudehöhe von 17,5 m über GOK auf, beim Einsatz von Normalbetondecken ab 25 m über GOK. Mit wachsender Gebäudehöhe nehmen die Zugspannungen bei beiden Varianten zu. Dabei nimmt die Differenz der Zugspannungen der Leichtbeton- und der Normalbetonvariante, bezogen auf den jeweiligen absoluten Wert der Zugspannung, mit zunehmender Gebäudehöhe ab. Bei einer Höhe von 30 m weist die Wand der Leichtbetonvariante eine um 154 % größere Zugbeanspruchung im Vergleich zur Normalbetonvariante auf. Bei einer Höhe von 60 m sind dies 20 % und bei einer Höhe von 90 m noch 10 %.

Bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmengen sind die Ergebnisse der Bemessung für die maximale Zugbeanspruchung mit denen für die maximale Druckbeanspruchung zu vergleichen. Abb. 7.5 zeigt für die unterste Wandscheibe des Punkthauses einen solchen Vergleich. Die erforderlichen Zug- und Druckbewehrungsmengen wurden vereinfachend unter Vernachlässigung der Theorie II. Ordnung und der Momente aus Imperfektionen berechnet. Bis zu einer Gebäudehöhe von 30 cm ist die Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 [2] maßgebend. Beim Einsatz von Normalbetondecken ist die Lastkombination für die maximale Zugbewehrung bis zu einer Höhe von ca. 53 m maßgebend. Bei größeren Höhen wird die

maximale Druckbeanspruchung bemessungsrelevant. Bei der Leichtbetonvariante ist die Druckbeanspruchung ab einer Höhe von ca. 65 m bemessungsrelevant. Bis in eine Höhe von gut 60 m ist für die Leichtbetonvariante aufgrund des größeren Zugkeils in der Wand mehr Bewehrung erforderlich als für die Normalbetonvariante. In größeren Höhen benötigt die Normalbetonvariante infolge des größeren Druckkeils aufgrund der höheren Eigenlasten eine höhere Bewehrung.

Im Falle einer bemessungsrelevanten Druckbewehrung lässt sich diese durch den Einsatz einer höheren Betonfestigkeitsklasse oder durch Verbreiterung des Wandquerschnitts reduzieren. Bei Ausnutzung dieser Möglichkeiten wird die Zugbewehrung auch bei Gebäudehöhen über 60 m maßgebend, und der Einsatz von Leichtbetondecken führt zu einer um bis zu 35 % höheren erforderlichen Bewehrungsmenge der Wandscheiben.

7.4 Sicherheit gegen Aufschwimmen

Nach DIN 1054 [13] ist der Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von Gründungskörpern und Bauwerken zu führen:

$$A + Q \leq G + F_S \quad (7.11)$$

- A = hydrostatische Auftriebskraft
- Q = in Richtung der Auftriebskraft wirkende veränderliche Lasten
- G = ständige Einwirkungen, die der Auftriebskraft entgegenwirken
- F_S = evtl. vorhandene Scherkräfte, die der Auftriebskraft entgegenwirken.

Für die der Auftriebskraft entgegenwirkenden ständigen Einwirkungen sind die entsprechenden Wichten mit ihrem unteren charakteristischen Wert anzusetzen. Für Normalbetone gilt nach DIN 1054 $\gamma_{NC} = 24 \text{ kN/m}^3$. Für Leichtbeton werden in DIN 1054 keine Angaben gemacht. Nach DIN 1045-1 gilt für die charakteristische Wichte zur Lastermittlung:

$$\gamma_{LC} [\text{kg/m}^3] = \rho_{\text{sup}} + \underbrace{100 \text{ kg/m}^3}_{\text{Stahleinlagen}} + \underbrace{50 \text{ kg/m}^3}_{\text{Feuchtigkeit}} \quad (7.12)$$

Im hier vorliegenden Fall der günstigen Wirkung des Eigengewichtes wird angesetzt:

$$\gamma_{LC} [\text{kg/m}^3] = \rho_{\text{inf}} + \underbrace{100 \text{ kg/m}^3}_{\text{Stahleinlagen}} \quad (7.13)$$

Das entspricht einem Abzug von $2,5 \text{ kN/m}^3$ von demjenigen charakteristischen Wert der Wichte, der bei ungünstiger Wirkung des Betoneigengewichtes angesetzt wird.

Insgesamt wird der Nachweis um etwa den Prozentsatz kritischer, um den das Gesamteigengewicht durch den Leichtbetoneinsatz reduziert wird. Für die oben beschriebenen Beispielhäuser gilt:

$$G = F \text{ [kN]} = h_S \cdot A_L \cdot (1,086 \text{ kN/m}^3 + 0,0714 \cdot \gamma) + EG_{\text{Fund.}} \quad (7.14)$$

Für eine Geschossfläche von 900 m² und eine Höhe über der Sohlfläche von 56 m gilt bei Gründung auf einer Bodenplatte beispielsweise:

$$\begin{aligned} G_{\text{NC}} &= 56 \text{ m} \cdot 900 \text{ m}^2 \cdot (1,086 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,96 + 0,0714 \cdot 24 \text{ kN/m}^3) \\ &\quad + (30 \text{ m})^2 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 160.510 \text{ kN} \\ G_{\text{D1.0}} &= 56 \text{ m} \cdot 900 \text{ m}^2 \cdot (1,086 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,96 + 0,0714 \cdot 9 \text{ kN/m}^3) \\ &\quad + (30 \text{ m})^2 \cdot 1,0 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 106.532 \text{ kN} \end{aligned}$$

Der Faktor 0,96 berücksichtigt die vorgeschriebene Eigengewichts-Reduzierung der Stahlbetonwände und -stützen. Das Gebäude mit den Leichtbetonflachdecken ist unter dem beschriebenen Lastansatz um 33 % leichter.

Der Nachweis für das Gebäude mit Normalbetonflachdecken lautet:

$$A + Q \leq G_{\text{NC}} + F_S \quad (7.15)$$

Der Nachweis für das Gebäude mit Leichtbetonflachdecken (D 1.0) lautet:

$$A + Q \leq 0,67 \cdot G_{\text{NC}} + F_S \quad (7.16)$$

Die Auswirkungen des Einsatzes von Leichtbetonflachdecken auf den Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen sind individuell zu prüfen. Je geringer die Gebäudehöhe und die Geschossfläche sind, desto geringer wird auch der Einfluss der Betonrohddichte und desto geringer wird der Unterschied des Gesamteigengewichtes.

Grundsätzlich kann der Einsatz von Leichtbetonflachdecken die Anordnung von Rückverankerungen in den Baugrund erfordern. Allerdings tritt diese Problematik bei für Leichtbeton typischen Anwendungen wie Aufstockungen nicht auf.

7.5 Gleitsicherheit

Der Nachweis der Sicherheit gegen Gleiten wird nach DIN 1054 folgendermaßen geführt:

$$T \leq R_t + E_p \quad (7.17)$$

T = Beanspruchungen parallel zur Fundamentsohlfläche

R_t = Gleitwiderstand

E_p = Erdwiderstand parallel zur Sohlfläche an der Stirnseite des Fundamentes

Der Gleitwiderstand errechnet sich zu:

$$R_t = N \cdot \tan \delta_s \quad (7.18)$$

N = sohlnormale Komponente der Lasten in der Sohlfuge

δ_s = Sohlreibungswinkel

Grundsätzlich gilt hier Ähnliches wie für den Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen. Das bei Leichtbetoneinsatz geringere Eigengewicht des Gesamttragwerkes verringert in entsprechendem Maße den nachzuweisenden Widerstand gegen die Beanspruchung. Erfahrungsgemäß ist die Gleitsicherheit bei Stahlbeton-Geschossbauten jedoch gewährleistet. Daher wird hier auf eine genauere Betrachtung verzichtet.

7.6 Nachweis der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben

Unter der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben wird in diesem Abschnitt die Vermeidung des Einsturzes von Gebäuden im Allgemeinen und darüber hinaus die Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit von Gebäuden mit besonderer Bedeutung für die Allgemeinheit (z. B. Krankenhäuser) verstanden. Ausgeschlossen von dieser Betrachtung sind Gebäude, von denen im Falle einer Schädigung durch Erdbeben zusätzliche Gefahren ausgehen.

Ein Erdbeben versetzt ein Gebäude und seine Masse sowohl in horizontale als auch in vertikale Schwingungen. In der zur Zeit noch in Deutschland eingeführten Norm für Bauten in deutschen Erdbebengebieten DIN 4149 (04.1981) sowie im Entwurf zur neuen DIN 4149 (10.2002) [15] kann die Beanspruchung eines Hochbaus durch ein Erdbeben durch den Ansatz von horizontalen und vertikalen Ersatzlasten abgebildet werden. Hierbei sind die vertikalen Ersatzlasten für ein Gebäude des üblichen Hochbaus aufgrund ausreichend vorhandener Tragwerksreserven problemlos aufzunehmen. Sie sind erfahrungsgemäß nicht bemessungsrelevant [84].

Die Fähigkeit, horizontale Erdbebenlasten abzutragen, wird von zwei Faktoren beeinflusst: dem Tragwiderstand und der Duktilität des Bauwerkes. Ein großer Tragwiderstand ermöglicht dem Bauwerk das Abtragen der Horizontallasten in den Baugrund mit einer geringen resultierenden Horizontalverschiebung und entsprechend geringen Anforderungen an die Duktilität. Umgekehrt erzwingt ein kleiner Tragwiderstand eine große Duktilität des Bauwerkes, weil hier die Horizontallasten nur unter großen horizontalen Verformungen aufgenommen werden können.

Nach *Bachmann* [84] führt ein großer Tragwiderstand zu geringeren Schäden am Tragwerk, weil sich das Tragwerk beim Beben weitestgehend elastisch verhält. Schädigungen infolge plastischer Verformungen treten erst bei stärkeren Beben auf. Eine große Duktilität erhöht hingegen die Sicherheit gegen den Einsturz des Bauwerkes. Hierbei müssen Schädigungen des Tragwerkes natürlich in Kauf genommen werden.

Die Größe der anzusetzenden Ersatz-Horizontallasten definiert den erforderlichen Tragwerkswiderstand. Dieser kann umso geringer sein, je größer die Duktilität ist. Die zur Aufnahme der Ersatz-Horizontallast erforderliche Horizontal-Verformung muss sowohl durch die globale Duktilität des Gesamtgebäudes als auch durch die lokale Duktilität der einzelnen Querschnitte ermöglicht werden.

Die Duktilität μ ist allgemein definiert zu:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (7.19)$$

δ_u = elastisch-plastische Gesamtverformung,

δ_y = elastische Verformung bei Erreichen der Fließgrenze.

Vergleicht man nun die Auswirkungen der Erdbebensicherung bei einem Hochbau mit Normalbetonflachdecken (NC-Gebäude) mit denen bei einem Hochbau mit Leichtbetonflachdecken (LC-Gebäude), so lassen sich für die beiden Parameter Tragwiderstand und Duktilität folgende Aussagen treffen:

Tragwiderstand:

Die Betrachtung des Tragwiderstandes beschränkt sich aus oben genannten Gründen auf die Betrachtung des Abtrages der horizontalen Ersatzkräfte. Bezogen auf das Gesamtgebäude berechnet sich nach [15] die Gesamthorizontallast F_b zu:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W \quad (7.20)$$

7.6. NACHWEIS DER AUSREICHENDEN STANDSICHERHEIT BEI
ERDBEBEN

- W = Gesamtgewicht des Gebäudes,
 $S_d(T_1)$ = Ordinate des normierten Bemessungsspektrums in Abhängigkeit vom Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g , von den untergrund- und bodenabhängigen Parametern (S , T_B , T_D , T_C), vom Verhaltensbeiwert q zur Berücksichtigung der vorhandenen Duktilität und von der Grundschwingzeit T_1 (s. Abb.7.6).

Die Grundschwingzeit T_1 kann nach [15] bestimmt werden zu:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (7.21)$$

- T_1 = Grundschwingzeit [s],
 d = Horizontalverschiebung der Bauwerksoberkante unter den in horizontaler Richtung angesetzten Schwerelasten [m].

Gl. 7.21 ist eine Vereinfachung des Ersatzstabverfahrens nach Rayleigh, die für Bauwerke gilt, die hinsichtlich ihrer Massen- und Steifigkeitsverteilung über die Höhe regelmäßig sind [84]. Für unregelmäßige Bauwerke können entsprechende Verfahren zur Bestimmung der Grundschwingzeit in [84] nachgelesen werden.

Das Aussteifungssystem beider zu vergleichender Gebäudevarianten sei identisch und bestehe aus durchlaufenden Stahlbetonwänden aus Normalbeton. Für die Grundschwingzeit, z. B. nach Gl. 7.21, ergeben sich unterschiedliche Werte für das LC- und das NC-Gebäude: Unter der Annahme gleicher Steifigkeitsverhältnisse der Aussteifungen (gleicher Fortschritt der Rissbildung, gleiche Bewehrung) ergibt sich beim LC-Gebäude eine Kopfpunktverschiebung d , die gegenüber der beim NC-Gebäude um denjenigen Prozentsatz geringer ist, um den die Vertikallasten V durch den Einsatz von Leichtbeton reduziert werden. Bei einer möglichen Lastreduzierung bis zu 35 % ist auch die Verschiebung des LC-Gebäudes um 35 % geringer. Für die Grundschwingzeit T_1^{LC} des LC-Gebäudes gilt:

$$T_1^{LC} = \sqrt{\frac{V_{LC}}{V_{NC}}} \cdot T_1^{NC} \quad (7.22)$$

Im Hinblick auf die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Bemessungsverfahrens wirken sich kleinere Grundschwingzeiten positiv aus, denn als Voraussetzung für diese Anwendung muss nach DIN 4149 [15] eingehalten sein:

$$T_1 \text{ [s]} \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \text{ [s]} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (7.23)$$

Im Bereich $T_B \leq T_1 \leq T_C$ (s. Abb. 7.6) ist die Ordinate S_d des Bemessungsspektrums konstant und damit unabhängig von der Grundschwingzeit T_1 . Im Bereich

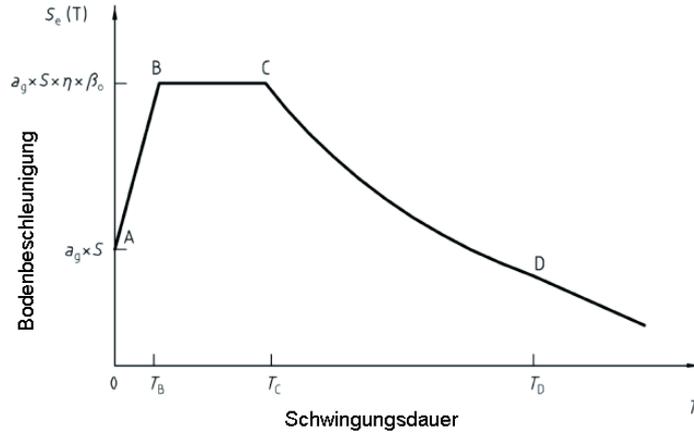


Abb. 7.6: Elastisches Antwortspektrum nach [15]; $T_B, T_C, T_D, a_g, \eta, \beta_0$ siehe [15]

$T_C \leq T_1 \leq T_D$ steigt S_d umgekehrt proportional zu der Grundschwingzeit:

$$S_d(T_1) = \frac{1}{T_1} \cdot \{\text{betonunabhängige Parameter}\}. \quad (7.24)$$

Eine kleine Grundschwingzahl führt also zu einer höheren Beschleunigung und damit zu einer größeren Beanspruchung des Gebäudes. In diesem Bereich liegen z. B. Stahlbetongebäude mit Kernaussteifung und einer Höhe zwischen 20 m und 60 m. Im Bereich $T_D < T_1$ ist die Anwendung des vereinfachten Verfahrens nicht mehr zulässig. Statt dessen ist der Ansatz eines Antwortspektrenverfahrens unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen und unter Verwendung eines räumlichen Modells erforderlich. Prinzipiell gelten aber auch bei diesen Gebäuden nachfolgend aufgezeigte Tendenzen im Hinblick auf den Vergleich zwischen LC- und NC-Gebäuden.

Insgesamt gilt für die Ordinate S_d des Bemessungsspektrums [15]:

$$S_d^{LC} = \begin{cases} S_d^{NC} & \text{für } T_B \leq T_1 \leq T_C \\ \frac{S_d^{NC}}{\sqrt{V_{LC}/V_{NC}}} & \text{für } T_C \leq T_1 \leq T_D. \end{cases} \quad (7.25)$$

Damit ergibt sich aus Gl. 7.20:

$$F_b^{LC} = \begin{cases} S_d^{NC} \cdot \frac{V_{LC}}{V_{NC}} \cdot W^{NC} = \frac{V_{LC}}{V_{NC}} \cdot F_b^{NC} & \text{für } T_B \leq T_1 \leq T_C \\ \frac{S_d^{NC}}{\sqrt{V_{LC}/V_{NC}}} \cdot \frac{V_{LC}}{V_{NC}} \cdot W^{NC} = \sqrt{\frac{V_{LC}}{V_{NC}}} \cdot F_b^{NC} & \text{für } T_C \leq T_1 \leq T_D. \end{cases} \quad (7.26)$$

$$\Rightarrow F_b^{LC} \leq F_b^{NC} \quad \text{für alle } T_1. \quad (7.27)$$

7.6. NACHWEIS DER AUSREICHENDEN STANDSICHERHEIT BEI
ERDBEBEN

	Flachdecken in	
	C 30/37	LC 30/33 D1.0
Steifigkeit des Kerns je Richtung $\approx 0,66 \cdot (EI)_I$	2.431.450 MNm ²	
Vertikallast pro Höhenmeter	2,584 MN/m	1,716 MN/m
elastische Kopfpunktverschiebung d	1,00 m	0,670 m
Grundschwingzeit T ₁	2,0 s	1,64 s
gewählt:		
Bodenbeschleunigung a _g	0,6 m/s ²	
Erdbeschleunigung g	9,8 m/s ²	
Parameter T _C	0,5	
Parameter S	0,75	
Verstärkungsbeiwert β ₀	2,5	
Verhaltensbeiwert q	1,7	
S _d (T ₁) = a _g /g · S · β ₀ /q · T _C /T ₁	0,0169	0,0206
W	136 MN	90 MN
F _b = S _d (T ₁) · W	2,29 MN	1,86 MN
F _b ^{LC} /F _b ^{NC}	0,81	

Tab. 7.1: Ermittlung der Ersatzhorizontallast für ein Punkthaus mit einer Höhe von 52,5 m

Insgesamt ist die Horizontalkraft F_b bei LC-Gebäuden geringer als bei NC-Gebäuden. Zusammenfassend wird das Gesagte an einem Beispiel veranschaulicht: Gewählt wird das Punkthaus gemäß der Abb. 7.1 mit einer Grundfläche von 900 m², 15 Geschossen und einer Gesamthöhe über GOK h = 52,5 m. Für die Decke kommt ein C 30/37 bzw. ein LC 30/33 D 1.0 zum Einsatz. Die Vertikalbelastung je laufenden Höhenmeter aus ständigen und veränderlichen Lasten ergibt sich nach Gl. 7.4 zu:

$$v \text{ [kN/m]} = (1,806 \text{ kN/m}^3 + 0,0714 \cdot \gamma) \cdot 900 \text{ m}^2 \quad (7.28)$$

$$v_{\text{NC}} \text{ [kN/m]} = (1,806 \text{ kN/m}^3 + 0,0714 \cdot 25) \cdot 900 \text{ m}^2 = 2.584 \text{ kN/m}$$

$$v_{\text{LC}} \text{ [kN/m]} = (1,806 \text{ kN/m}^3 + 0,0714 \cdot 11,5) \cdot 900 \text{ m}^2 = 1.716 \text{ kN/m}$$

Die Berechnung der Ersatzhorizontallast F_b wird in Tab. 7.1 gezeigt. Da F_b beim LC-Gebäude um 19 % geringer ist, und F_b bei beiden Gebäuden auf dasselbe Aussteifungssystem wirkt, verhält sich das LC-Gebäude im Hinblick auf die Bemessung der aussteifenden Wände und der Fundamente unter Erdbebenbeanspruchung günstiger. Sowohl zufällige als auch planmäßige Schnittgrößen infolge einer Torsionswirkung ergeben sich durch Multiplikation der Ersatz-Horizontalkraft F_b mit der anzusetzenden geometrischen Ausmitte. Aufgrund der geringeren Ersatz-Horizontallast bei LC-Gebäuden ist der Zuwachs der Schnittgrößen infolge der Torsionswirkung entsprechend geringer als bei NC-Gebäuden.

Der Nachweis gegen Kippen ist unabhängig von der Wahl der Betonrohddichte. Windkräfte sind nach DIN 1055-100 [3] nicht in Kombination mit Erdbenenlasten anzusetzen. Es treten Horizontalkräfte nur aus Erdbeben auf. Da diese abhängig von den auftretenden Vertikallasten (W) sind, verändern sich die Vertikal- und die Horizontallasten in Abhängigkeit von der gewählten Betonrohddichte in demselben Maße. Gleiches gilt für die aus den Horizontalkräften resultierenden Momente. Die für den Nachweis der klaffenden Fuge anzusetzende Ausmitte $e = M/N$ kann somit als unabhängig vom Eigengewicht des eingesetzten Betons betrachtet werden.

Insgesamt ist die Beanspruchung von Erdbeben auf das Tragwerk beim Einsatz von Leichtbetonflachdecken demnach geringer, und die Anforderungen an den erforderlichen Tragwiderstand werden leichter erfüllt. Grundsätzlich können die dargestellten Zusammenhänge nur Tendenzen im Hinblick auf die Beanspruchung aus Erdbeben aufzeigen. Die Genauigkeit, mit der die Steifigkeiten der vertikal aussteifenden Bauteile und die Grundschwingzeiten angenommen werden, sowie der Ansatz des vereinfachten Verfahrens oder des Verfahrens unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen beeinflussen das Ergebnis der Erdbebenbemessung wesentlich und sollten in Abhängigkeit der individuellen Bauaufgabe bestimmt werden.

Duktilität:

Die globale Duktilität eines Gebäudes hängt von der Duktilität der vertikal aussteifenden Bauteile ab. Da die Aussteifung bei den beiden zu vergleichenden Gebäuden identisch ist, und darüber hinaus Stahlbetonwände aus Normalbeton erfahrungsgemäß eine entsprechend hohe Duktilität aufweisen, wird dieser Aspekt nicht weiter verfolgt.

Die lokale Duktilität muss sicherstellen, dass die zum Tragsystem gehörenden Bauteile in den kritischen Querschnitten die Verformungen der Aussteifungen ertragen können, ohne lokal zu versagen. Die Anforderungen an die Duktilität sind in [15] in Abhängigkeit von Duktilitätsklassen definiert und bestehen aus ergänzenden Regelungen bzgl. der einzusetzenden Mindestbetonfestigkeit, des zu verwendenden Betonstahls, der Bemessung und der konstruktiven Durchbildung von Stützen, Wänden, Balken und Balken-Stützen-Knoten und der maßgebenden Bemessungslasten.

Decken, auch Flachdecken, unterliegen nach DIN 4149 [15] keinen zusätzlichen Anforderungen im Hinblick auf die Erdbebensicherheit, solange sie nicht zusammen mit Stützen als erdbebenwiderstandsfähige Rahmen angesehen werden. Sie müssen lediglich so steif ausgebildet werden, dass sie als starre Scheiben angenommen werden können.

Nach heutigem Kenntnisstand wird die erforderliche Duktilität der Decken durch

7.7. MÖGLICHKEITEN UND AUSWIRKUNGEN DER QUERSCHNITTSREDUZIERUNGEN VERTIKALER BAUTEILE

die Anforderungen der DIN 1045-1 bzgl. der Begrenzung der Druckzonenhöhe und der konstruktiven Durchbildung sichergestellt. Leichtbeton, der eine geringere Duktilität aufweist als Normalbeton, unterliegt nach DIN 1045-1 einer stärkeren Begrenzung der Druckzonenhöhe (ohne Berücksichtigung ggf. vorhandener Umschnürungsbewehrung):

Leichtbeton: $x/d \leq 0,35$,

Normalbeton: $x/d \leq 0,45$.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass das Aussteifungssystem eines Bauwerkes mit Leichtbetonflachdecken, bedingt durch die geringere erregbare Masse, unter Erdbebenbelastung weniger beansprucht wird als ein solches mit Normalbetonflachdecken. Im Hinblick auf die Duktilität sind sowohl bei Leichtbeton- als auch bei Normalbetonflachdecken keine über die DIN 1045-1 hinausgehenden Regelungen zu beachten.

7.7 Möglichkeiten und Auswirkungen der Querschnittsreduzierungen vertikaler Bauteile

Aufgrund der geringeren Vertikallastbeanspruchung der Stützen und Wände von Gebäuden mit Leichtbetonflachdecken, ist, verglichen mit einem entsprechenden Gebäude mit Normalbetondecken, eine Reduzierung der Bewehrungsgehalte in den Stützen und Wänden zur Einsparung von Materialkosten ggf. möglich.

Aus architektonischer Sicht kann eine Verringerung der Betonquerschnitte der Stützen und Wände sinnvoller sein als die des Bewehrungsgehaltes. Tatsächlich handelt es sich dabei in der Regel nicht um eine Reduzierung der Querschnitte verglichen mit den oberen Geschossen, sondern um eine Vermeidung der Vergrößerung der Querschnitte in den unteren Geschossen.

7.7.1 Vertikale nicht aussteifende Bauteile

Vertikale Bauteile, die nicht zur Aussteifung herangezogen werden, tragen im Hochbau nur vertikale Lasten und ggf. Momente aus ungewollter Einspannung ab. Am Beispiel einer quadratischen Innenstütze werden die Möglichkeiten der Betonquerschnittsreduzierung durch den Einsatz von Leichtbetondecken aufgezeigt. Die Berechnung basiert auf der Annahme, dass die Stütze der Leichtbetonvariante 70 % der Vertikallast der Stütze der Normalbetonvariante abträgt. Die Last pro Geschoss wird für die Normalbetonvariante mit 1 MN angenommen. Momente und Querkräfte sind nicht durch die Stütze aufzunehmen. Die Mindestquerschnittsabmessung von 0,24 m x 0,24 m ist so gewählt, dass die Stütze bei einer

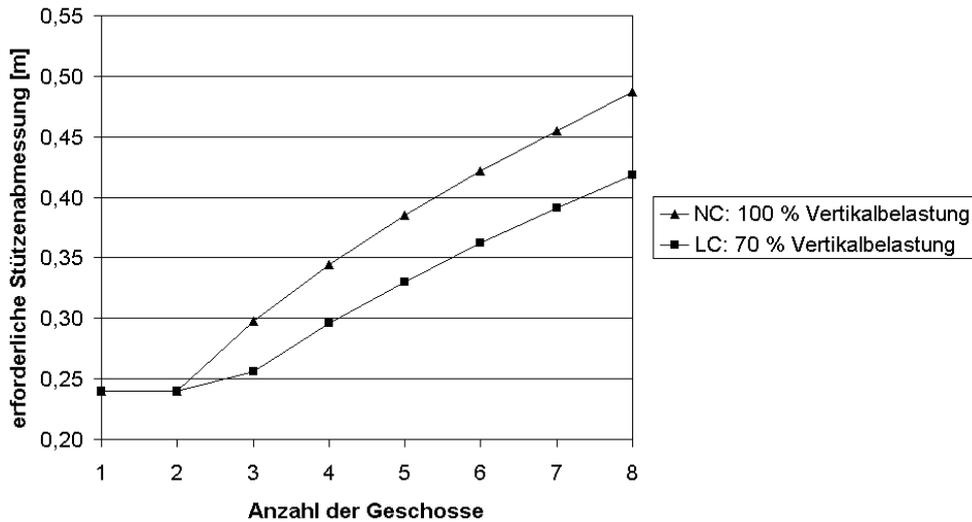


Abb. 7.7: Erforderliche Stützenabmessung quadratischer, nicht aussteifender Innenstützen unter Einsatz von Normalbetondecken bzw. Leichtbetondecken

Höhe von 3,50 m nicht knickgefährdet ist. Der maximal zulässige Längsbewehrungsgrad beträgt 4,5 %, die Betongüte C 25/30 bzw. LC 25/28. Abb. 7.7 zeigt, dass die mögliche Reduzierung der Querschnittsabmessung mit der Gebäudehöhe zunimmt. Bei 8 Geschossen beträgt sie für das vorliegende Beispiel 14 %, was einer Reduzierung der Querschnittsfläche von 26 % gegenüber der Normalbetonlösung entspricht.

7.7.2 Vertikal aussteifende Bauteile

Die Reduzierung von Querschnitten vertikal aussteifender Bauteile wirkt sich bei Vernachlässigung der Verringerung des Gesamtgebäudeeigengewichtes infolge der kleineren Betonquerschnitte auf folgende Nachweise aus:

1. Nachweis der Wandscheiben unter vertikalen und horizontalen Lastbeanspruchungen (vgl. Abschn. 7.3),
2. Nachweis der Stabilität des Gesamttragwerkes (vgl. Abschn. 7.1),
3. Nachweis der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben (vgl. Abschn. 7.6).

zu 1. Die Entlastung der vertikal aussteifenden Wandscheiben durch den Einsatz von Leichtbetondecken ist im Vergleich zu den hohen Windlastbeanspruchung gering (vgl. Abb. 7.3). Für das Beispiel von S. 129 ergeben sich

7.7. MÖGLICHKEITEN UND AUSWIRKUNGEN DER QUERSCHNITTSREDUZIERUNGEN VERTIKALER BAUTEILE

Höhe über GOK [m]	erf. Wanddicke [cm]	
	C 25/30	LC 25/28 D 1.0
≤ 70	25	25
80	29	28
120	65	65

Tab. 7.2: Erforderliche Mindestwanddicken im untersten Geschoss

mit einer Mindestwanddicke von $b = 0,25$ m (nicht knickgefährdet, ausreichend Platz für Einbauteile) und einem maximalen Bewehrungsgrad von 4 % die in Tab. 7.2 dargestellten Wanddicken. Die etwas geringere Druckbeanspruchung der Leichtbetonvariante wird durch den geringeren Dauerstandsbeiwert vollständig kompensiert. Für das vorliegende Beispiel ist eine Querschnittsreduzierung der aussteifenden Wandscheiben bei Einsatz von Leichtbetondecken nicht möglich. Da diese Möglichkeit aber nicht für alle Gebäudestrukturen ausgeschlossen werden kann, werden im Folgenden zu den Punkten 2. und 3. qualitative Aussagen über die Auswirkungen evtl. möglicher Querschnittsreduzierungen gemacht.

- zu 2. Beim Nachweis der Stabilität des Gesamttragwerkes überwiegen bei der Leichtbetonlösung die günstigen Auswirkungen der geringeren Vertikallast die ungünstigen Auswirkungen der reduzierten Steifigkeit, wenn zur Aussteifung ausschließlich symmetrisch angeordnete Wände herangezogen werden. Die Reduzierung der vertikalen Lasten kann nach den Ergebnissen von Punkt 1. als prozentual größer angenommen werden als die mögliche Reduzierung der Wandquerschnittsbreite. Das Verhältnis von Kraft zu Steifigkeit (vgl. Gl. 7.1) wird bei Einsatz von Leichtbetondecken mit reduziertem Wandquerschnitt nicht größer und damit nicht ungünstiger als beim Einsatz von Normalbetondecken mit nicht reduziertem Wandquerschnitt.

Entstehen durch asymmetrisch angeordnete Wandscheiben Schnittgrößen aus Rotation, kommt der Querschnittsbreite rechnerisch durch die Ermittlung von Torsions- und Wölbsteifigkeiten eine größere Bedeutung zu. Hier, wie auch bei Stützen, die zur vertikalen Aussteifung herangezogen werden, ist eine mögliche Querschnittsreduzierung individuell zu prüfen.

- zu 3. Für den Nachweis der ausreichenden Standsicherheit bei Erdbeben gilt: Eine kleinere Steifigkeit erhöht die Grundschwingzeit, was zu einer geringeren Beschleunigung führt. Nach Gl. 7.20 reduziert sich dadurch die Ersatzhorizontalkraft auf das Gebäude und damit die rechnerisch anzusetzende Beanspruchung aus Erdbeben.

7.8 Schlussfolgerungen

Die Untersuchungen des vorliegenden Kapitels führen zu folgenden Feststellungen:

- Die Stabilität eines Gesamtgebäudes verbessert sich durch den Einsatz von Leichtbetonflachdecken, weil der Zuwachs der Schnittgrößen infolge der Tragwerksverformung bedingt durch die reduzierte Eigenlast geringer ist.
- Die Einhaltung der zulässigen Ausmitte der resultierenden Kraft in der Sohlfläche kann zur Vermeidung einer klaffenden Fuge bei Einzel- und Streifenfundamenten eine Fundamentvergrößerung erfordern. Dies tritt beim Einsatz von Leichtbetondecken grundsätzlich eher ein, weil die Reduzierung der Eigenlast zu einer Vergrößerung der Ausmitte führt.

Es konnte aber gezeigt werden, dass bei kompakten Gebäudegrundrissen, die die Möglichkeit einer kräftigen Kernaussteifung mit entsprechender Fundamentdimensionierung bieten, auch bei Leichtbetondecken keine klaffende Fuge entsteht. Bei länglichen Gebäudeformen, bei denen eine breite Windangriffsfläche mit eher kurzen Fundamentabmessungen kombiniert wird, ist der Nachweis der klaffenden Fuge sowohl bei Leichtbeton- als auch bei Normalbetondecken kritisch. In dem vorliegenden Berechnungsbeispiel wird beim Einsatz von Leichtbetondecken eine Fundamentvergrößerung zur Vermeidung einer klaffenden Fuge erforderlich. Bei einem Gebäude gleicher Höhe mit Normalbetonflachdecken ist dies nicht notwendig.

Bei einer Gründung auf einer tragenden Bodenplatte ist der Nachweis der klaffenden Fuge in der Regel unkritisch und kann daher entfallen. Es konnte gezeigt werden, dass dies auch für Gebäude mit Leichtbetondecken gilt.

- Bei Gebäuden, die über Wandscheiben ausgesteift sind, ergeben sich für den Nachweis der vertikal aussteifenden Wandscheiben infolge der Anforderungen an die Mindestbewehrung nach DIN 1045-1 [2] bei kleineren bis mittleren Gebäudehöhen (im vorliegenden Beispiel bis 30 m über GOK) keine Unterschiede in der Bewehrung beim Einsatz von Leichtbetondecken oder Normalbetondecken. Bei höheren Gebäuden erfordert die Leichtbetonvariante höhere Zugbewehrungsgehalte, da die Wandscheiben durch ein ungünstigeres Verhältnis von vertikalen Lasten zu horizontalen Lasten (Wind) einen größeren Zugkeil aufweisen. Im vorliegenden Beispiel wird für die Leichtbetonvariante eine gegenüber der Normalbetonvariante um bis zu 35 % höhere Bewehrung ermittelt.
- Die Auswirkungen der Eigenlast-Reduzierung infolge des Leichtbetonein-

satzes auf die Sicherheit gegen Aufschwimmen sind individuell zu prüfen. Je größer der Anteil der Decken an der Gesamtbetonkubatur ist, desto größer ist auch der Einfluss der Deckenbetonrohichte. Unter Umständen können beim Einsatz von Leichtbeton eher Rückverankerungen in den Baugrund notwendig werden als bei Normalbeton.

- Die Sicherheit gegen Gleiten kann im Hochbau unabhängig von der Rohichte des Deckenbetons als gewährleistet betrachtet werden.
- Im Hinblick auf die Erdbebensicherung ergeben sich durch den Einsatz von Leichtbetonflachdecken geringere Beanspruchungen auf die aussteifenden Bauteile. Die erforderliche Duktilität ist mit Einhaltung der Regelungen der DIN 1045-1 bzgl. der Begrenzung der Druckzonenhöhe und der konstruktiven Durchbildung sichergestellt.
- Die bei Gebäuden mit Normalbetonflachdecken häufig notwendige Vergrößerung der Querschnitte der vertikalen Bauteile in den unteren Geschossen, ist beim Einsatz von Leichtbetonflachdecken wegen der geringeren Eigenlasten für vertikale, nicht aussteifende Bauteile nicht oder nur in geringerem Maße erforderlich. Für vertikal aussteifende Bauteile sind die Anforderungen an die Querschnittsabmessungen bei der Normal- und bei der Leichtbetonvariante annähernd gleich, da die Windlasten für diese Bauteile die maßgebende Beanspruchung darstellen.

KAPITEL 7. AUSSTEIFUNG, STABILITÄT UND LAGESICHERHEIT

Kapitel 8

Alternative Ausführungsmöglichkeiten für Flachdecken aus Leichtbeton

8.1 Elementdecken

Eine weit verbreitete Lösung für Flachdecken ist die Ausführung mit Elementdecken. Elementdecken sind Halbfertigteile, die aus einem in der Regel 5 cm bis 6 cm starken Betonbrett bestehen, das ab Werk mit einer den statischen Anforderungen der Flachdecke entsprechenden unteren Biegezugbewehrung versehen ist. Ebenfalls werksseitig eingebaute Gitterträger dienen als Querkraft- und Durchstanzbewehrung und als Schubbewehrung der horizontalen Fuge zwischen der Elementdecke und dem Aufbeton, der als Ortbeton auf der Baustelle zusammen mit der Stoßbewehrung für die untere Biegelängsbewehrung und der gesamten oberen Biegelängsbewehrung eingebaut wird. Des Weiteren dienen die Gitterträger als Druckgurt in den Transport- und Bauzuständen. Der Vorteil dieser Bauweise liegt in dem schnellen Baufortschritt, der durch den Einsatz der Elementdecken als Schalung ermöglicht wird.

Wird eine Leichtbeton-Elementdecke zusammen mit einem Leichtbeton als Aufbeton eingesetzt, können die Vorteile des schnellen Baufortschritts mit denen des geringen Eigengewichtes der Decke kombiniert werden.

Setzt man Normalbeton für die Elementdecke und Leichtbeton als Aufbeton ein, kann ggf. zu oben genannten Vorteilen zusätzlich der Vorteil eines, mit Normalbetondecken vergleichbaren, Brandschutzes der unteren Bewehrungslagen hinzukommen. Es ergeben sich hierbei zwei Fragestellungen:

1. Werden explosionsartige Abplatzungen an der Deckenunterseite durch das

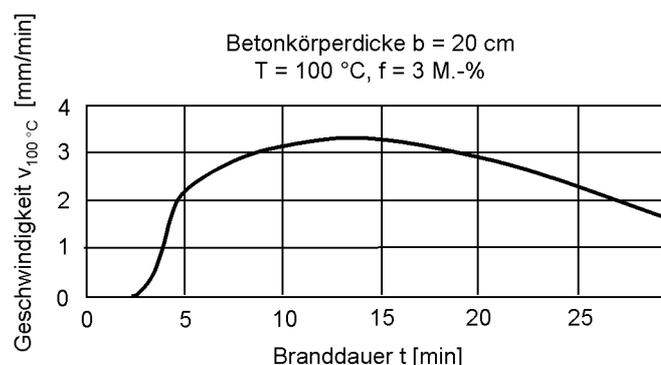


Abb. 8.1: Geschwindigkeit der 100 °C-Verdampfungsfront über die Zeit nach [44]

Normalbetonbrett verhindert?

2. Ist die horizontale Verbundfuge zwischen Normalbeton und Leichtbeton im Brandfall tragfähig?

zu 1. Wie in Kap. 3.1 aufgezeigt, verhält sich Leichtbeton unter Brandbeanspruchung grundsätzlich günstiger als Normalbeton. Einzig problematisch sind die explosionsartigen Abplatzungen, die bei Leichtbetonbauteilen aufgrund ihres potenziell höheren Feuchtegehaltes ($f > 4 \text{ M.-%}$) verstärkt auftreten. In der Regel handelt es sich um mehrere Abplatzungen, die sukzessive aufeinander folgen und eine Tiefe je Abplatzung bis maximal 2 cm erreichen. Die Summe der Tiefen dieser Abplatzungen betrug in Versuchen bis zu 25 cm [44]. Normalbeton besitzt erfahrungsgemäß einen ausreichend niedrigen Feuchtigkeitsgehalt, so dass keine explosionsartigen Abplatzungen entstehen.

Verwendet man ein 6 cm starkes Normalbetonbrett, sind zu Brandbeginn im Bereich dieser 6 cm keine Abplatzungen zu erwarten. Mit fortschreitender Branddauer erreicht die Temperatur in 6 cm Bauteiltiefe 100 °C. Nach Meyer-Ottens [44] ist dies nach etwa 25 Minuten der Fall. Bei dieser Temperatur entwickelt sich im Leichtbeton der in Kap. 3.1 beschriebene Druck, der Abplatzungen auslösen kann. Grundsätzlich ist zu erwarten, dass das Normalbetonbrett zusammen mit der eingelegten netzartigen Biegezugbewehrung und den Gitterträgern als Rückhängung Abplatzungen in ausreichendem Maße behindert.

Meyer-Ottens stellt zwar fest, dass die Zugspannungen infolge von Wasserdampfdruck in einer Bauteiltiefe von ca. 6 cm ihr Maximum erreichen.

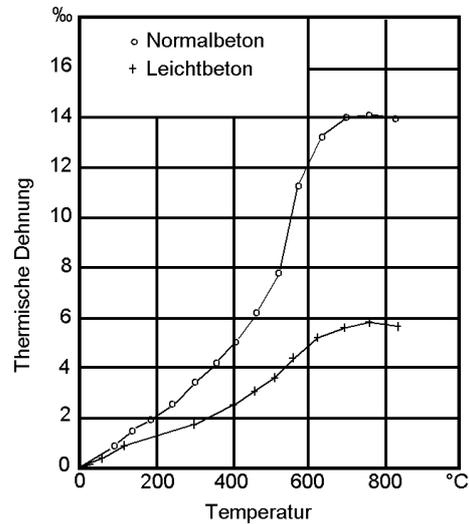


Abb. 8.2: Thermische Dehnungen von Normalbeton und Leichtbeton nach [37]

Anders als bei direkt beflamten Leichtbetonbauteilen ist aber bei der Verwendung von einem Normalbetonbrett die Erwärmungsgeschwindigkeit im Leichtbeton niedriger. *Meyer-Ottens* zeigt anhand von Versuchen, dass die Geschwindigkeit, mit der die 100 °C-Front in das Bauteil eindringt, beispielsweise bei Bauteilen mit einer Dicke von 20 cm in den ersten 7 Minuten schnell ansteigt und bei ca. 15 Minuten ihr Maximum erreicht (s. Abb. 8.1). Nach 25 Minuten ist die Geschwindigkeit bereits wieder auf 70 % ihres Maximums abgesunken. Mit dieser Geschwindigkeit erreicht die 100 °C-Front den Leichtbeton. Je geringer die Erwärmungsgeschwindigkeit ist, desto eher kann der Leichtbeton den entstehenden Druck durch fortschreitende Rissbildung kontinuierlich abbauen, ohne dass es zu explosionsartigen Abplatzungen kommt.

Inwieweit Abplatzungen tatsächlich durch ein Normalbetonbrett mit Gitterträgern und Netzbewehrung zu verhindern sind, und welche Mindestdicke dieses Brett dafür aufweisen muss, ist durch entsprechende Versuche festzustellen.

- zu 2. Entsprechend Abb. 3.1 ergeben sich bei einem Normalbetonbrett mit einer Stärke von 6 cm an der Fuge zwischen Normalbeton und Leichtbeton folgende Temperaturen T:
- Nach 90-minütiger Branddauer: $T = 290 \text{ °C}$.
 - Nach 120-minütiger Branddauer: $T = 365 \text{ °C}$.

Normalbeton und Leichtbeton zeigen unterschiedlich große thermische Dehnungen. Abb. 8.2 stellt die thermischen Dehnungen beider Betone für verschiedene Temperaturen bei zwängungsfreier Lagerung dar. Im Bereich von 300 °C sind die Dehnungen des Normalbetons bereits fast doppelt so groß wie die des Leichtbetons. In einem Verbundbauteil aus Leicht- und Normalbeton kommt es daher theoretisch in Höhe der Fuge zu einem Sprung im Dehnungsverlauf. Kann die Fuge die höheren Spannungen aus dem Normalbeton über Druckkonsolen und Verbundbewehrung in den Leichtbeton übertragen, tritt durch die großen Dehnungen des Normalbetons verstärkte Rissbildung im Leichtbeton auf (Abb. 8.3a)). Die Platte kann weiterhin als tragfähig angesehen werden.

Versagt die Fuge aufgrund der Scherbeanspruchung, geht der Verbund zwischen Elementdecke und Aufbeton verloren (Abb. 8.3b)). Dadurch verliert der Aufbeton im Feldbereich einer Flachdecke sein Zugband. Er ist allein nicht tragfähig und versagt. Die Elementdecke besitzt durch ihre Biegelängsbewehrung ein Zugband und durch den Gitterträger einen Druckgurt. Letzterer ist für den Bauzustand ($\gamma = 1,15$) ausgelegt. Die Lasten im Brandfall übersteigen die Bemessungslasten der Elementdecke trotz des niedrigeren Niveaus ($\gamma = 1$) um etwa das Doppelte. Auch die Elementdecke ist allein nicht tragfähig und versagt. Im Bereich der Stützungen kann davon ausgegangen werden, dass das gegenüber dem ULS-Bemessungsniveau um mindestens 30 % niedrigere Lastniveau im Brandlastfall den Wegfall des Betonbretts als Druckzone kompensieren kann. Zunehmende Umlagerung der Momente vom Feld zu den Stützungen führt aber auch hier zum Versagen.

Die Beanspruchung der Fuge besteht nicht nur aus den Eigenspannungen infolge der Erwärmung, sondern auch aus den Lastspannungen infolge äußerer Einwirkungen (Eigengewicht, Nutzlast) und aus den Zwängungsspannungen, die durch die Dehnungsbehinderung des statischen Systems entstehen. Sowohl diese Spannungskomponenten als auch die Materialeigenschaften (E-Modul, Druckfestigkeit) variieren in Abhängigkeit von der Temperatur und von dem Ausnutzungsgrad des Betons. Effekte wie Trocknungsschwinden, Relaxation des Betons und Warmkriechen führen zu einem diskontinuierlichen Verlauf der tatsächlich auftretenden Spannungen [37].

Eine realistische Aussage über den Belastungsgrad der Fuge im Brandfall und damit über die Tragfähigkeit des Verbundbauteils Platte im Brandfall kann nach Meinung der Verfasserin nur mit der Unterstützung entsprechender Versuche getroffen werden.

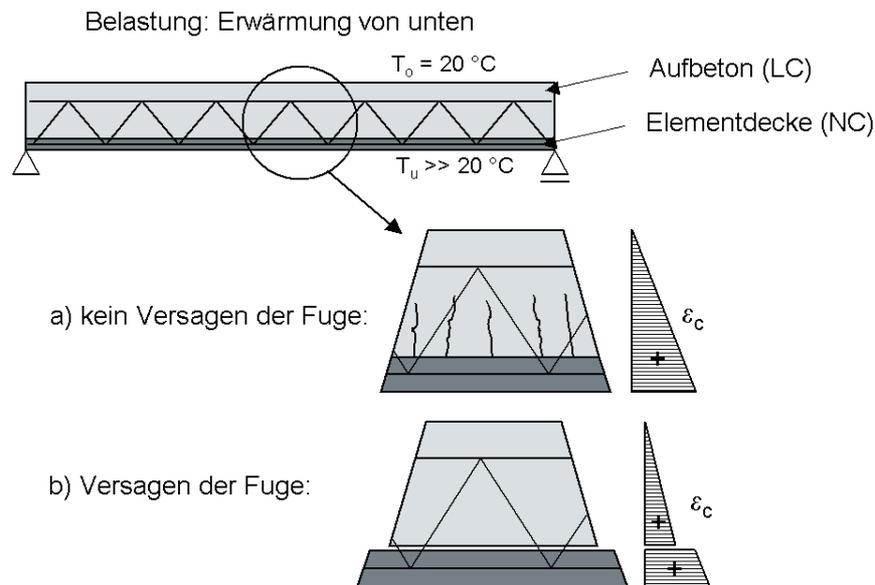


Abb. 8.3: Schematische Darstellung der Verbundfuge zwischen Elementdecke und Aufbeton unter zwängungsfreier Temperaturbeanspruchung

Wird ein Normalbetonbrett eingesetzt, erhöht der Normalbeton das Eigengewicht der Decke verglichen mit dem einer reinen Leichtbetondecke. Tab. 8.1 zeigt die Auswirkungen dieser Lasterrhöhung im ULS. In Zeile 15 ist der prozentuale Lastzuwachs durch den Einsatz von Normalbeton-Elementdecken je Rohdichte abzulesen. Je höher die Rohdichte des Aufbetons ist, desto geringer ist der relative Lastzuwachs.

Die erhöhten Lasten wirken sich negativ auf die **Durchbiegung** aus. Allerdings weist der Querschnitt gleichzeitig durch das Normalbetonbrett ein steiferes Zugband auf. Rechnerisch gleichen sich diese beiden Faktoren aus, so dass die Durchbiegungen einer Leichtbetondecke mit Normalbetonbrett gleich denen einer reinen Leichtbetondecke sind. Dies ist ergänzend durch Versuche zu verifizieren.

Die Probleme bezüglich der Pumpbarkeit lassen sich durch den Einsatz einer Flachdecke mit Elementdecken nicht lösen. Im Hinblick auf die Tragfähigkeit im **durchstanzgefährdeten** Bereich erhält der Deckenquerschnitt durch das Normalbetonbrett einen steiferen Normalbetondruckgurt. Dieser führt zu einem Zuwachs an Tragfähigkeit, zu einer erhöhten Umlagerungs- und Rotationsfähigkeit der Druckzone und zu einer höheren Duktilität. Durch die Trennung von Biegebeanspruchung und Querkraftbeanspruchung bei den Tragfähigkeitsnachweisen nach DIN 1045-1 [2] findet dieser Steifigkeitszuwachs der Druckzone nur Eingang in die Biegebemessung. Der Durchstanznachweis wird in Abhängigkeit der Beton-

KAPITEL 8. ALTERNATIVE AUSFÜHRUNGSMÖGLICHKEITEN FÜR FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON

Deckenstärke $h = 30$ cm Stärke des Betonbretts $h_b = 6$ cm Lasten in $[\text{kN/m}^2]$			D 1.0	D 1.4	D 1.8	NC
1	reine	g_{1d}	4,658	6,278	7,899	10,125
2	LC-Decke	g_{2d}	3,375			
3		q_d	7,5			
4		r_d	15,533	17,153	18,774	21,000
5		η_L	0,740	0,817	0,894	1
6		δ_P	1,147	1,082	1,035	1
7	Elementdecke (NC)	g_{1d}	5,751	7,047	8,343	10,125
8	mit Aufbeton (LC)	g_{2d}	3,375			
9		q_d	7,5			
10		r_d	16,626	17,922	19,218	21,000
13		η_L	0,792	0,853	0,915	1
14		δ_P	1,227	1,130	1,059	1
15	Laststeigerung gegenüber einer reinen LC-Decke	Δ [%]	7,0	4,5	2,0	0
η_L, δ_P siehe Abschn. 6.4						

Tab. 8.1: Vergleich der Auswirkungen des Einsatzes von Normalbeton-Elementdecken auf die Lasten im ULS

zugfestigkeit geführt, für die in diesem Fall die Zugfestigkeit des Leichtbetons als schwächstes Glied der Kette anzusetzen ist. Bei Einsatz eines Normalbetonbretts ist der Durchstanznachweis der Elementdecke nach DIN 1045-1 somit auf der Widerstandsseite identisch mit dem einer reinen Leichtbetondecke. Auf der Einwirkungsseite werden die Lasten durch die Verwendung von Normalbeton erhöht. Das Verhältnis von Einwirkungen zu Widerstand wird ungünstiger (s. Tab. 8.1, Zeile 14). In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, ob das Nachweisformat der DIN 1045-1 geeignet ist, kombinierte Querschnitte wirtschaftlich nachzuweisen.

Insgesamt ist der Lastzuwachs durch die Verwendung eines Normalbetonbretts gering. Lässt sich durch diese Variante ein ausreichender Brandschutz nachweisen, ist diese Bauweise eine äußerst wirtschaftliche Lösung für Leichtbetonflachdecken. Die aktuellen Zulassungen für Gitterträger nach DIN 1045-1 [2] lassen für die Elementdecke einen Leichtbeton zu, nicht aber für den Aufbeton. Grundsätzlich gibt es aber bei der Verwendung eines Leichtaufbetons nach Auskunft verschiedener Hersteller und nach Meinung der Verfasserin keine technischen Bedenken hinsichtlich der Bemessung einer solchen Decke nach DIN 1045-1.

8.2 Hohlkörper-Decken

Das Eigengewicht von Decken kann durch Hohlräume im Beton, die durch den Einbau von Verdrängungskörpern entstehen, herabgesetzt werden. Dabei wird an den Stellen Beton eingespart, an denen er aus statischer Sicht am wenigsten erforderlich ist. Dies ist der Bereich zwischen der Betondruckzone und der Biegelängsbewehrung in den Deckenquerschnitten, die durch Querkräfte wenig beansprucht werden.

Die Firma Cobiax Technologies AG bietet ein auf dieser Idee basierendes System an. Dabei kann bei Flachdecken zwischen zwei Varianten gewählt werden (Abb. 8.4):

1. Ort betonvariante: Die Decke wird analog zu einer herkömmlichen Massivdecke hergestellt, wobei zwischen die untere und die obere Biegelängsbewehrung Kunststoffkugeln als Verdrängungskörper eingebaut werden. Diese werden zusammen mit einem Bewehrungskorb, der den Einbau vereinfacht und als Lagesicherung für die Kugeln dient, geliefert und montiert.
2. Halbfertigteilvervariante (HFT): Analog zu der im Abschn. 8.1 beschriebenen Bauweise bietet Cobiax Teilfertigelemente an, die aus einem Betonbrett mit unterer Biegelängsbewehrung, Gitterträgern sowie einem Bewehrungskorb inklusive der Kunststoffkugeln bestehen.

Beide Varianten weisen den Vorteil einer Reduzierung der Eigenlasten auf, während die Pumpproblematik für den Leichtbeton unverändert bestehen bleibt. Die Halbfertigteilvervariante weist neben den reduzierten Lasten die in Abschn. 8.1 genannten Vorteile des schnellen Baufortschritts und des ggf. in Verbindung mit einem Normalbetonbrett gegebenen Brandschutzes auf.

Tab. 8.2 zeigt die Auswirkungen der Last einsparung durch den kombinierten Einsatz von Leichtbeton und dem Cobiax-System. Dabei sind die Faktoren η_L und δ_P in Relation zu einer Normalbeton-Massivdecke berechnet. Der Wert Δ gibt die Lastreduzierung je Rohdichteklasse an, die durch die entsprechende Deckenausführung erreicht werden kann. Vergleicht man diese Werte (Zeilen 13 und 20), lässt sich erkennen, dass die Reduzierung des Eigengewichtes mit zunehmender Rohdichteklasse größer wird.

Durch die gewonnene Lastverringerng beim Einsatz einer Cobiax-Leichtbetondecke wächst die auf die Last bezogene betonspezifische **Durchstanztragfähigkeit**, sodass der Faktor δ_P für die Rohdichteklassen D 1.4 und D 1.8 gleich 1 oder kleiner als 1 wird (Zeilen 12 und 19). Eine Cobiax-Leichtbetonflachdecke der Klasse D 1.4 bis D 1.8 besitzt also eine ebenso große Durchstanztragfähigkeit

KAPITEL 8. ALTERNATIVE AUSFÜHRUNGSMÖGLICHKEITEN FÜR FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON



Abb. 8.4: Schematische Darstellung des Cobiax-Systems

C 30/37 bzw. LC 30/33, h = 30 cm Betonbrett $h_b = 6$ cm, Kugeldurchmesser: 22,5 cm Lasten in $[\text{kN}/\text{m}^2]$			D 1.0	D 1.4	D 1.8	NC
1	massive	g_{1d}	4,658	6,278	7,899	10,125
2	LC- bzw.	g_{2d}	3,375			
3	NC-Decke	q_d	7,5			
4		r_d	15,533	17,153	18,774	21,000
5		η_L	0,740	0,817	0,894	1
6		δ_P	1,147	1,082	1,035	1
7	Cobiaxdecke	g_{1d}	4,267	5,047	5,826	6,900
8	Variante HFT	g_{2d}	3,375			
9	Betonbrett in NC	q_d	7,5			
10	Aufbeton in LC bzw. NC	r_d	15,140	15,920	16,701	17,774
11	bezogen auf	η_L	0,721	0,758	0,795	0,846
12	massive NC-Decke	δ_P	1,118	1,004	0,921	0,846
13	Lastreduzierung gegenüber einer massiven Decke	Δ [%]	2,5	7,2	11,0	15,4
14	Cobiax	g_{1d}	3,173	4,277	5,38	6,900
15	Ortbeton-	g_{2d}	3,375			
16	variante	q_d	7,5			
17		r_d	14,048	15,152	16,255	17,774
18	bezogen auf	η_L	0,669	0,722	0,774	0,846
19	massive NC-Decke	δ_P	1,037	0,956	0,896	0,846
20	Lastreduzierung gegenüber einer massiven Decke	Δ [%]	9,6	11,7	13,4	15,4
η_L, δ_P siehe Abschn. 6.4						

Tab. 8.2: Vergleich der Auswirkungen der Lastreduzierung im ULS durch den Einsatz von Leichtbeton bei Massivdecken und Cobiax-Decken

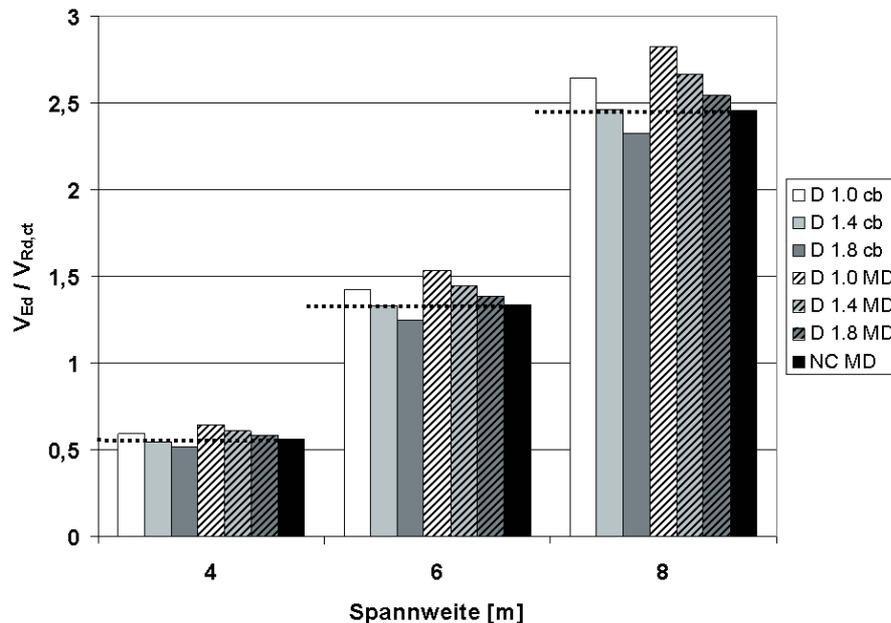


Abb. 8.5: Verhältnis von einwirkender Durchstanzlast V_{Ed} zu Durchstanztragwiderstand $V_{Rd,ct}$ ohne Durchstanzbewehrung an einer Decke mit $h = 30$ cm für einen C 30/37 bzw. LC 30/33 (cb = Cobiax-Decke in Ortbeton, MD = Massivdecke)

wie bzw. eine größere als eine vergleichbare Massivdecke aus Normalbeton.

Das bestätigt auch Abb. 8.5, die das Verhältnis der einwirkenden Durchstanzlast zum Durchstanzwiderstand für Cobiax-Decken (Ortbetonvariante) und Massivdecken verschiedener Spannweiten zeigt. Bei der Berechnung der Werte wurde berücksichtigt, dass die Kunststoffkugeln die Querkraft- und Durchstanztragfähigkeit der Platte schwächen. Daher werden gemäß der Empfehlung des DIBT in den Bereichen, in denen die einwirkende Querkraft größer als 35 % der aufnehmbaren Querkraft ist, keine Kugeln angeordnet, sondern ein Vollbetonquerschnitt ausgeführt. Bei einer Spannweite von 4 m beträgt der Radius des Vollquerschnitts an der Innenstütze etwa 25 % der Spannweite (1 m), bei einer Spannweite von 8 m beträgt er etwa 40 % (3,25 m).

Zum einen ist die Tendenz zu erkennen, dass der Durchstanznachweis für alle Cobiax-Leichtbetondecken leichter zu erbringen ist als für die Leichtbeton-Massivdecken entsprechender Rohdichte. Zum anderen ist das Verhältnis der Durchstanzwirkung zum -widerstand ab einer Rohdichteklasse D 1.4 bei den Cobiax-Leichtbetondecken gleich bzw. günstiger als bei den Normalbeton-Massivdecken. Somit kann u. U. die Ausführbarkeit einer Leichtbetonflachdecke im Hinblick auf das Durchstanzten durch den Einsatz des Cobiax-Systems ermöglicht wer-

den. Darüber hinaus kann der Fall eintreten, dass eine Cobiax-Leichtbetonflachdecke ohne Durchstanzbewehrung ausgeführt werden kann, während eine alternative Normalbeton-Massivdecke Durchstanzbewehrung benötigt.

Sind die Belastungen so hoch, dass das Verhältnis $V_{Ed}/V_{Rd,ct}$ größer als 1,5 wird, sind Cobiax-Leichtbetondecken nicht mehr ausführbar, während die Normalbeton-Massivdecken durch den Einsatz von Doppelkopfanschienen bis zu einem Verhältnis von $V_{Ed}/V_{Rd,ct} \leq 1,9$ nachgewiesen werden können (vgl. Abschn. 6.4.2).

Die **Biegebemessung** der Cobiax-Decke kann nach Herstellerangaben [86] für Normalbeton mit herkömmlichen Bemessungshilfsmitteln erfolgen, solange eingehalten wird:

$$\mu_{sds} = \frac{m_{sd} \cdot D_{BD} \cdot 1,96}{d_B^3 \cdot f_{ck}} \leq 0,2 \quad (8.1)$$

- μ_{sds} = bezogenes Biegemoment im Kugelbereich [-]
- m_{sd} = max. Biegemoment [MNm/m]
- D_{BD} = Kugeldurchmesser [m]
- d_B = statische Nutzhöhe [m]
- f_{ck} = charakteristische Betonfestigkeit nach DIN 1045-1 [2] [MN/m²]

Der Faktor 1,96 gilt für Normalbeton und ergibt sich aus:

$$1,96 = 1,11 \cdot \frac{1,5}{0,85} = \frac{2a_{BD}}{D_{BD}} \cdot \frac{\gamma_c}{\alpha} \quad (8.2)$$

- $2a_{BD}$ = Achsabstand der Kugeln untereinander [m]
- γ_c = Teilsicherheitsbeiwert für Beton
- α = Dauerstandsbeiwert für Beton nach DIN 1045-1 [2]
unter Verwendung des Spannungsblocks

Die Begrenzung auf den Wert $\mu_{sds} \leq 0,2$ resultiert aus der Tatsache, dass bis zu diesem Wert die Kurven des Allgemeinen Bemessungsdiagramms für eine massive Decke und eine Cobiax-Decke identisch sind, d. h. die Bewehrung, die für die Cobiax-Decke anhand des herkömmlichen Bemessungsdiagramms ermittelt wird, ist identisch mit derjenigen, die sich aus einem speziell für Cobiax-Decken erstellten Bemessungsdiagramm ergeben. Dieser Grenzwert ist für Leichtbeton in Abhängigkeit der Rohdichte gesondert zu bestimmen. Falls der Grenzwert überschritten wird, kann auf Bemessungshilfsmittel für Cobiax-Decken in [85] zurückgegriffen werden.

C 30/37 bzw. LC 30/33, h = 30 cm Betonbrett $h_b = 6$ cm, Kugeldurchmesser: 22,5 cm Lasten in $[\text{kN/m}^2]$			D 1.0	D 1.4	D 1.8	NC
1	massive	g_{1d}	3,450	4,650	5,850	7,500
2	LC- bzw.	g_{2d}		2,5		
3	NC-Decke	q_d		3,0		
4		r_d	8,950	10,150	11,350	15,625
6	Cobixdecke	g_{1d}	3,160	3,739	4,316	5,110
7	Variante HFT	g_{2d}		2,5		
8	Betonbrett in NC	q_d		3,0		
9	Aufbeton in LC bzw. NC	r_d	8,660	9,239	9,816	10,610
10	Lastreduzierung gegenüber einer massiven Decke entsprechender Rohdichte	Δ [%]	3,2	9,0	13,5	32,0
11	Cobix	g_{1d}	2,350	3,168	3,986	5,110
12	Ortbeton-	g_{2d}		2,5		
13	variante	q_d		3,0		
14		r_d	7,850	8,668	9,486	10,610
15	Lastreduzierung gegenüber einer massiven Decke entsprechender Rohdichte	Δ [%]	12,3	14,6	16,4	32,0

Tab. 8.3: Vergleich der Auswirkungen der Lastreduzierung im **SLS** durch den Einsatz von Leichtbeton bei Massivdecken und Cobix-Decken

Die Steifigkeit im Zustand II einer Cobix-Normalbetondecke ist gemäß Herstellerangaben [86] gegenüber der einer massiven Normalbetondecke um den Faktor 0,87 geringer, d. h. die **Durchbiegungen** werden um 15 % größer. Die geringere Steifigkeit der Cobix-Decke wird in [85] zum einen auf den Steifigkeitsverlust infolge der Hohlräume zurückgeführt, zum anderen auf die schlechtere Verbundwirkung der Zugbewehrung, da diese im Bereich der Kugel keine bzw. keine ausreichende Betonüberdeckung besitzt. Unter der Annahme, dass diese Zusammenhänge sich in einer Leichtbetondecke ähnlich auswirken, kann der Steifigkeitsfaktor 0,87 auch für Leichtbetondecken angesetzt werden.

Tab. 8.3 zeigt die Lasteinsparung Δ im SLS durch den Einsatz einer Cobix-HFT-Variante in Zeile 10 und den durch den Einsatz einer Cobix-Ortbetonvariante in Zeile 15. Die Durchbiegung f_{cb} der Cobix-Decke lässt sich aus der der Massivdecke f_{MD} berechnen mit:

$$f_{cb} = \underbrace{\frac{1 - \Delta/100}{0,87}}_{\delta_{cb}} \cdot f_{MD} \quad (8.3)$$

Tab. 8.4 zeigt den Faktor δ_{cb} nach Gl. 8.3. Gemäß Kap. 4 liegen die Durchbiegungen von massiven Normalbeton- und Leichtbetondecken unter Berücksichtigung

KAPITEL 8. ALTERNATIVE AUSFÜHRUNGSMÖGLICHKEITEN FÜR
FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON

C 30/37 bzw. LC 30/33, h = 30 cm Kugeldurchmesser: 22,5 cm Tabellenwert: $\delta_{cb} = \frac{1-\Delta/100}{0,87}$					
		D 1.0	D 1.4	D 1.8	NC
1	massive LC- bzw. NC-Decke	1	1	1	1
2	Cobiax-Decke	1,008	0,982	0,961	0,782

Tab. 8.4: Reduzierung bzw. Erhöhung δ_{cb} der Durchbiegung bei Cobiax-Decken

der geringeren Eigenlast des Leichtbetons in vergleichbarer Größenordnung. Daher kann δ_{cb} für alle Massivdecken zu 1 gesetzt werden (Tab. 8.4, Zeile 1). Wie auf S. 149 erläutert, sind bei reinen Leichtbetondecken und bei Leichtbetonelementdecken mit einem Normalbetonbrett gleiche Durchbiegungen zu erwarten. Daher wird δ_{cb} in Tab. 8.4 für die Cobiaxvarianten HFT und Ortbeton gleichgesetzt. Es zeigt sich, dass der Einsatz des Cobiax-Systems die Durchbiegungen nicht vergrößert, sondern dass die Auswirkungen der Lastreduzierung die der geringeren Steifigkeit überwiegen. Mit Ausnahme der leichtesten Rohdichteklassen ergeben sich bei den Cobiax-Decken geringere Durchbiegungen als bei den massiven Decken. Das Maß der Durchbiegungsreduzierung der Cobiax-Normalbetondecke kann bei Einsatz von Leichtbeton jedoch nicht erreicht werden. Das Verhältnis der Lastreduzierung zur Steifigkeitsreduzierung ist bei den Leichtbetonen ungünstiger, da das pro Hohlkörper eingesparte Betoneigengewicht geringer ist. Die Annahme des Steifigkeitsfaktors von 0,87 für Leichtbeton ist darüber hinaus experimentell zu überprüfen.

Die aus brandschutztechnischen Gründen erforderliche Mindestbetonüberdeckung der Kunststoffkugeln, z. B. $c_{\min} = 3,0$ cm für F 90 [86], kann auf der sicheren Seite liegend auch für Leichtbeton angesetzt werden, da der Leichtbeton eine geringere Wärmeleitfähigkeit besitzt, wodurch die Kunststoffkugeln länger vor Erhitzung geschützt bleiben.

Zum Nachweis des ausreichenden Schallschutzes wird nach [86] eine über die Deckenquerschnitte mit Kugel, ohne Kugel und mit angeschnittener Kugel gemittelte Betondeckenstärke angesetzt. Bei Verwendung von Leichtbeton sind hier ggf. Zusatzmaßnahmen (entsprechender Estrich mit Dämmschicht) zur Einhaltung der Schallschutzanforderungen zu ergreifen.

Zusammenfassend kann für eine Cobiax-Lösung festgehalten werden:

- Die Last einsparung durch den Einsatz des Cobiax-Systems verglichen mit einer Massivdecke gleicher Rohdichte wächst mit zunehmender Betonroh-dichte.
- Leichtbetone der Rohdichteklasse D 1.4 und schwerer besitzen unter Berücksichtigung der Lastreduzierung durch den Leichtbeton und durch die Hohlkörper den gleichen oder einen um bis zu 10 % höheren betonbezogenen Durchstanzwiderstand als vergleichbare massive Normalbetondecken.
- Die Durchbiegung der Cobiax-Leichtbetondecke ist für jede Rohdichteklasse gleich der bzw. bis zu 4 % kleiner als die einer massiven Leichtbeton- oder Normalbetondecke.

8.3 Hybriddecken

Wie in Kap. 6 aufgezeigt, kann die Problematik des Durchstanzens dazu führen, dass eine Flachdecke in Leichtbeton nicht oder nur mit einer höheren Deckenstärke oder einer höheren Betonfestigkeitsklasse ausgeführt werden kann. Darüber hinaus kommt es im Bereich der Kraftübertragung von der Normalbetonstütze durch die Leichtbetondecke in die darunter stehende Normalbetonstütze zu größeren Stauchungen, als sie im Bereich vertikal durchlaufender Normalbetonwände auftreten, die nicht durch Decken unterbrochen werden. Hieraus können unerwünschte Zwängungen in den Decken entstehen. Beim Einsatz hochfester Betone stellt sich die Frage, ob der Leichtbeton grundsätzlich in der Lage ist, entsprechend hohe Lasten von der oberen Stütze in die darunter liegende Stütze zu übertragen.

Als Lösung vorgenannter Problemstellungen ist die Ausführung des Stützenbereichs einer Leichtbetonflachdecke in Normalbeton möglich (Abb. 8.6). Für die Länge, über die der Normalbetonschüttkegel vom Stützenrand aus in das Feld hineingeführt werden muss, wird die Bezeichnung l_{sk} eingeführt. Die Länge l_{sk} kann aus der Bedingung ermittelt werden, dass die, auf den kleinsten Leichtbetonrundschnitt u_{sk} bezogene, einwirkende Querkraft kleiner sein muss, als die vom Leichtbeton ohne Querkraftbewehrung aufnehmbare Querkraft:

$$V_{Rd,ct}^{LC} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_{sk}} \quad (8.4)$$

$V_{Rd,ct}^{LC}$	=	Querkrafttragfähigkeit des Leichtbetons nach DIN 1045-1 [kN/m]
β	=	Beiwert zur Berücksichtigung der nicht rotationssymmetrischen Querkraftverteilung nach DIN 1045-1 [-]
V_{Ed}	=	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft [kN]
u_{sk}	=	Umfang des Normalbetonschüttkegels [m]

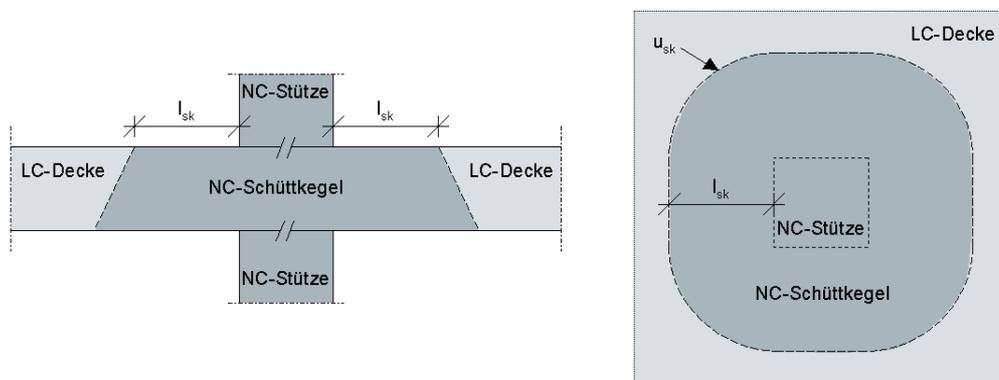


Abb. 8.6: Ausführung des Stützenbereichs einer Leichtbetonflachdecke in Normalbeton

Für eine rechteckige Innenstütze ergibt sich damit für l_{sk} :

$$l_{sk} \geq \frac{\beta \cdot V_{Ed} / V_{Rd,ct}^{LC} - 2(a + b)}{2\pi} \quad (8.5)$$

l_{sk} = erforderliche Länge des Normalbetonschüttkegels [m]
 a, b = Abmessungen der rechteckigen Stütze [m]

Der Lastzuwachs durch den Normalbetonschüttkegel ist vernachlässigbar.

Im Kap. 6 zeigt Tab. 6.9, dass eine Flachdecke mit einer Spannweite von 6 m, einer Deckenstärke von 25 cm und einer Betonfestigkeit von $f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$ unter Lastfall 2 (vgl. Tab. 6.5) in Leichtbeton aufgrund der Überschreitung der maximalen Durchstanztragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nicht ausführbar ist. Führt man den durchstanzgefährdeten Bereich in Normalbeton aus, ist die Decke für Leichtbetone der Rohdichteklassen D 1.0 bis D 1.6 mit herkömmlicher Durchstanzbewehrung und für Leichtbetone der Rohdichteklasse D 1.8 unter Einsatz von Doppelkopfanschienen ausführbar. Tab. 8.5 zeigt für die Klassen D 1.2 bis D 1.6 die erforderliche Durchstanzbewehrung A_s nach DIN 1045-1 [2], die Länge l_w des durchstanzbewehrten Bereichs, gemessen vom Stützenrand, sowie die erforderliche Länge l_{sk} des Normalbetonschüttkegels.

Die hier vorgestellte hybride Bauweise kann sowohl mit Elementdecken als auch mit Hohlkörperdecken kombiniert werden. Die Durchstanzproblematik wird dabei ohne zusätzliche Kosten erheblich entschärft, da zum einen das Verhältnis von einwirkenden Lasten (LC) zu Tragwiderstand (NC) sehr günstig ist, zum anderen der Einsatz von Doppelkopfanschienen möglich ist.

Deckenstärke $h = 25 \text{ cm}$			
Spannweite $L = 6 \text{ m}$			
Stütze: $a = b = 30 \text{ cm}$			
$f_{ck} = 30 \text{ MN/m}^2$			
	D 1.2	D 1.4	D 1.6
erf $A_s \text{ [cm}^2\text{]}$	24,3	31,8	34,0
$l_w \text{ [cm]}$	25	40	40
$l_{sk} \text{ [cm]}$	78	75	72

Tab. 8.5: Durchstanzbemessung einer Leichtbetondecke mit Normalbeton im Stützungsbereich

8.4 Einsatzspektren der verschiedener Deckensysteme

Die Entscheidung, welches Deckensystem für ein konkretes Bauvorhaben zum Einsatz kommt, hängt in erster Linie von der Umsetzbarkeit der gestellten Aufgabe ab. Die geforderte Spannweiten oder die Begrenzung des Gebäudegesamtwichtes schränken die Auswahl ein. Weitere Entscheidungskriterien sind die Material- und Herstellungskosten sowie die Anforderungen an die Pumpbarkeit und den Brandschutz.

Um Tendenzen für die Einsatzspektren der vorgestellten Deckensysteme aufzuzeigen, werden beispielhaft für eine 4-feldrige Flachdecke analog zu Abb. 6.10 folgende Ausführungsvarianten untersucht: die Massivdecke, die Cobiax-Decke, die Hybriddecke und die kombinierte Cobiax-Hybriddecke (CH), jeweils in Normalbeton (C 30/37) und in Leichtbeton (LC 30/33) der Rohdichteklassen D 1.2 und D 1.8. Der Ansatz der Belastung berücksichtigt, neben dem Deckeneigengewicht, für den Bodenaufbau $2,50 \text{ kN/m}^2$ und für die Nutzlast $5,00 \text{ kN/m}^2$.

In Abb. 8.7 werden für die untersuchten Deckensysteme die aus statischer Sicht erforderliche Deckenstärke und die einwirkende charakteristische Gesamtbelastung der Flachdecke angegeben. Die Tragfähigkeitssteigerung durch Durchstanzbewehrung wird dabei im jeweils zulässigen Maße berücksichtigt. Die zulässige Durchbiegung f wird auf $f \leq L/250$ begrenzt. Zu ihrer Einhaltung ist ggf. eine Überhöhung anzuordnen. Es kann festgestellt werden:

- Spannweite $L = 4 \text{ m}$:
Die Mindestdeckenstärke für Massivdecken nach DIN 1045-1 beträgt 20 cm , für Cobiax-Decken 23 cm [86]. Alle Deckentypen können mit diesen Mindestdeckenstärken ausgeführt werden. Insgesamt erscheinen die Massivdecke und die Hybriddecke jeweils in LC D 1.2 als die vorteilhaftesten Varianten. Sie weisen zwar ein um 6% höheres Eigengewicht auf als die leichteste Variante, die Cobiax-Decke in LC D 1.2, sind aber schlanker und im Hinblick

KAPITEL 8. ALTERNATIVE AUSFÜHRUNGSMÖGLICHKEITEN FÜR FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON

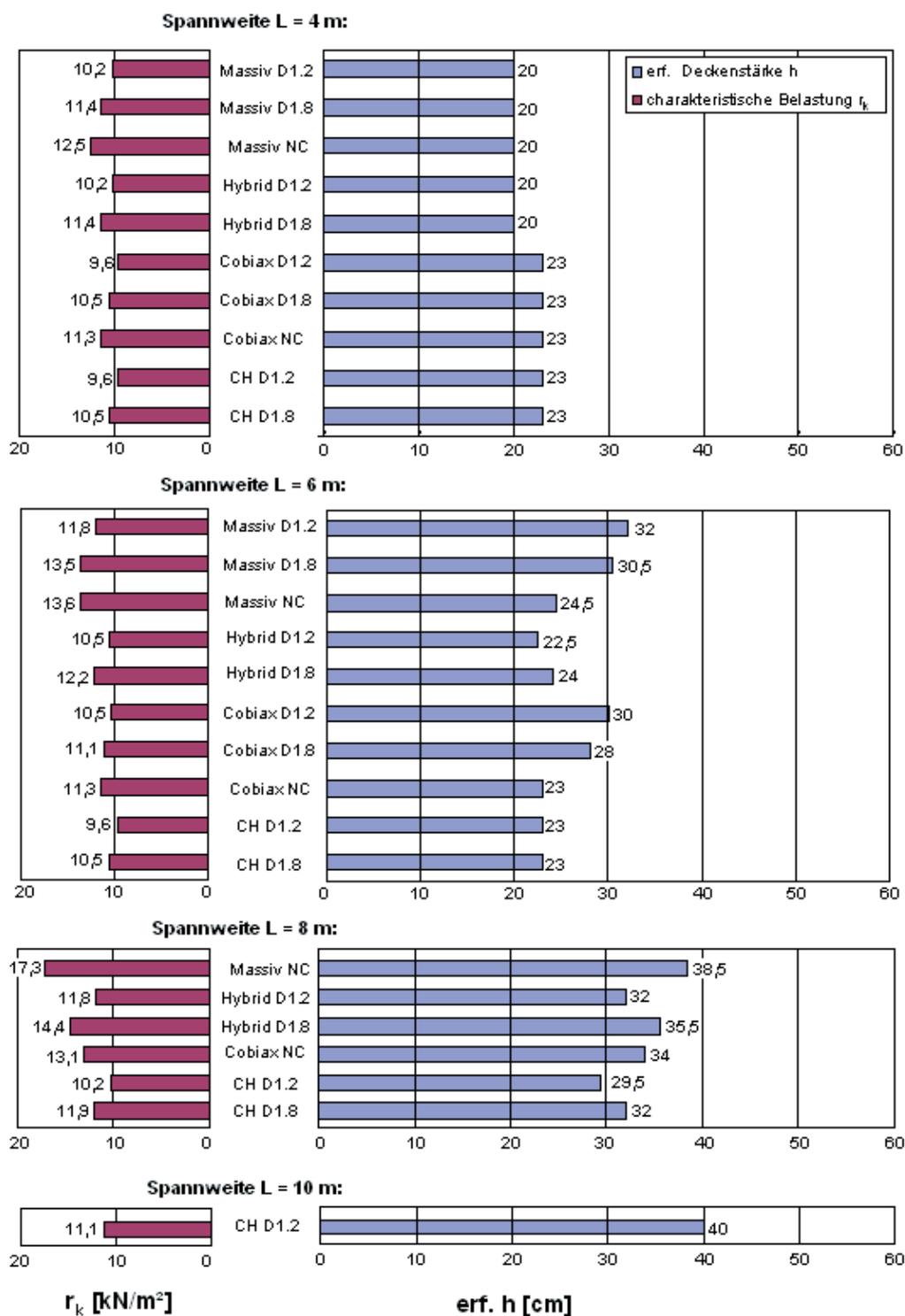


Abb. 8.7: Erforderliche Deckenstärken und einwirkende Flächenlasten bei Einsatz verschiedener Deckentypen für eine Flachdecke

auf die Herstellungskosten günstiger.

- Spannweite $L = 6$ m:
Grundsätzlich kann diese Spannweite mit allen Deckenvarianten und mit akzeptablen Deckenstärken von 22 cm bis 32 cm überbrückt werden. Dabei benötigen diejenigen Deckensysteme, die mit Leichtbeton im Stützungsbe- reich ausgeführt werden, aufgrund der Durchstanzproblematik erkennbar höhere Deckenstärken. Eine sehr schlanke und leichte Lösung ist die Hy- briddecke in LC D 1.2. Können etwas größere Lasten in Kauf genommen werden, bietet die Cobiax-Normalbetondecke eine ebenso schlanke, aber ko- stengünstigere Lösung, bei der es keine Probleme bzgl. des Brandschutzes und der Pumpbarkeit gibt.
- Spannweite $L = 8$ m:
Diese Spannweite kann nicht mehr mit reinen Leichtbetondecken ausgeführt werden. Die Cobiax-Hybriddecke in LC D 1.8 bietet ein vergleichsweise günstiges Verhältnis von Schlankheit, Lasten und Herstellungskosten. Da- rüber hinaus ist hier die Pumpbarkeit durch den Einsatz eines Leichtbetons einer schwereren Rohdichteklasse zuverlässiger sicherzustellen als bei Ein- satz von leichteren Rohdichteklassen. Alternativ kann durch eine Cobiax- Hybriddecke LC D 1.2 eine niedrigere Deckenstärke und eine niedrigere Last bei erhöhten Herstellungskosten erreicht werden.
- Spannweite $L = 10$ m:
Diese Spannweite ist mit einer Cobiax-Hybriddecke LC D 1.2 und einer Deckenstärke von 40 cm zu realisieren. Alle anderen Deckenvarianten führen zu inakzeptabel großen Deckenstärken.

Insgesamt erweist sich die massive Leichtbetondecke nur bei kurzen Spannwei- ten als sinnvoll. Im Bereich mittlerer Spannweiten (6 m bis 8 m) zeigen die Normalbeton-Cobiax-Decke, die Hybriddecke LC D 1.2 und die kombinierten Cobiax-Hybriddecken eine hohe Leistungsfähigkeit. Ist unter der Akzeptanz höhe- rer Herstellungskosten eine maximale Lastreduzierung oder eine größere Spann- weite gewünscht, ist die Cobiax-Hybriddecke mit der Rohdichteklasse D 1.2 oder leichter die optimale Lösung.

*KAPITEL 8. ALTERNATIVE AUSFÜHRUNGSMÖGLICHKEITEN FÜR
FLACHDECKEN AUS LEICHTBETON*

Kapitel 9

Zusammenfassung, Empfehlungen und Ausblick

9.1 Stellungnahme zu den Bemessungsregeln nach DIN 1045-1 für Leichtbeton

Basierend auf den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit wird eine Kommentierung derjenigen Regelungen nach DIN 1045-1 [2] vorgenommen, die für Leichtbetonflachdecken bemessungsrelevant sind:

1. Ansatz der Materialeigenschaften:

Die Materialeigenschaften der Leichtbetone werden nach DIN 1045-1 überwiegend aus denen des Normalbetons mit Hilfe der rohdichteabhängigen Abminderungsfaktoren η_E und η_I ermittelt:

- $\eta_E = (\rho/2200)^2$, ρ in $[\text{kg}/\text{m}^3]$:

Es handelt sich hierbei um einen experimentell ermittelten Ansatz zur Beschreibung der vom E-Modul abhängigen Leichtbetoneigenschaften. Die Abhängigkeit von der Rohdichte ist gerechtfertigt, da sich der Gesamt-E-Modul des Betons aus den einzelnen E-Moduln des Zuschlags und der Matrix ergibt. Der E-Modul des Zuschlags ist abhängig von seiner Rohdichte.

Der Faktor η_E wird zur Bestimmung des Leichtbeton-E-Moduls eingesetzt: $E_{LC} = \eta_E \cdot E_{NC}$. *Faust* [30] zeigt, dass die Genauigkeit dieser Beschreibung zufriedenstellend ist. Andere, vom E-Modul abhängige, Einflüsse werden ebenfalls über η_E beschrieben. Dazu gehören die Kriechzahl und die Durchbiegungsbegrenzung. Für die Kriechzahl ist der Faktor η_E nach *Faust* [30] geeignet. Im Hinblick auf die Durchbiegungsbegrenzung hat die vorliegende

Arbeit gezeigt, dass die bemessungsrelevanten Verformungen rohdichteunabhängig sind (s. Kapitel 4).

- $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \cdot \rho/2200$, ρ in $[\text{kg}/\text{m}^3]$:

Dieser experimentell ermittelte Faktor wird zur Beschreibung von Leichtbetoneigenschaften angesetzt, die von der Betonzugfestigkeit abhängen. Hierzu gehören die Zugfestigkeit selbst, die Abminderung der Druckfestigkeit bei vorhandenem Querzug, die Verbundspannung und der Mindestbewehrungsgrad der Querkraft- und Durchstanzbewehrung. Auch die Bruchdehnung unter Ansatz des Parabel-Rechteck-Diagramms und des Spannungsblocks wird über η_1 bestimmt. Letztere steht in keinem signifikanten Zusammenhang mit der Zugfestigkeit, sondern wird aufgrund einer guten Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen in Abhängigkeit von η_1 formuliert [30].

Faust [30] vergleicht die berechnete Zugfestigkeit $f_{ct}^{LC} = \eta_1 \cdot f_{ct}^{NC}$ mit Versuchsergebnissen und zeigt, dass der Faktor η_1 die Zugfestigkeit von Leichtbetonen der unteren Festigkeitsklassen leicht unterschätzt wird, während die Zugfestigkeit hochfester Leichtbetone zum Teil erheblich überschätzt wird. Bei hochfesten Leichtbetonen ist die Zugfestigkeit der Zuschläge deutlich geringer als die der Matrix. Die Zuschlagszugfestigkeit hat damit großen Einfluss auf das Versagensniveau. Gleichzeitig ist die Rohdichte bei hochfesten Leichtbetonen tendenziell höher, so dass die Abminderung der Normalbetonzugfestigkeit durch η_1 gering ausfällt. Bei Leichtbetonen niedriger Festigkeit ist der Einfluss der Zuschlagszugfestigkeit weniger groß, weil hier das Verhältnis von Matrixzugfestigkeit zu Zuschlagszugfestigkeit kleiner ist. Die bei niedrigen Festigkeiten häufig auch kleine Rohdichte führt zu einer überproportional starken Abminderung der Normalbetonzugfestigkeit durch η_1 .

Im Rahmen dieser Arbeit ist der Ansatz von η_1 zur Beschreibung der Zugfestigkeit vor allem im Zusammenhang mit der Durchstanztragfähigkeit von Bedeutung (s. Kommentar unter Punkt 3).

2. Biegebemessung und Rotationsfähigkeit:

Bei der Biegebemessung ist für Leichtbeton ein geringerer Dauerstandsbeiwert anzusetzen. Dieser berücksichtigt nicht nur die niedrigere Dauerstandsfestigkeit, sondern auch die geringere Völligkeit der Arbeitslinie. In summa besitzt Leichtbeton unter Verwendung des Parabel-Rechteck-Diagramms einen um 12 % geringeren Bemessungswert der Druckfestigkeit als Normalbeton.

Aufgrund der geradlinigen Arbeitslinie des Leichtbeton (vgl. Abb. 2.3) erscheint

dieser Ansatz gerechtfertigt. Die Auswirkungen des geringeren Dauerstandsbeiwertes haben weder auf die Biege- noch auf die Querkraft- und Durchstanzbemessung von Flachdecken maßgeblichen Einfluss. Lediglich im Bereich des Kraftflusses der Normalbetonstützen durch die Leichtbetondecke weist der hier überwiegend auf Druck beanspruchte Leichtbeton eine entsprechend geringere Tragfähigkeit auf.

Aufgrund des spröden Versagens von Leichtbeton, ist bei Biegebauteilen das Versagen infolge von Betonbruch durch eine Beschränkung der Druckzonenhöhe auf $x/d \leq 0,35$ auszuschließen (Normalbeton: $x/d \leq 0,45$). Im Zusammenhang mit dem Biegebauteil Flachdecke ist diese Einschränkung in der Regel bedeutungslos, da die Biegetragfähigkeit aufgrund der Durchstanzproblematik nicht voll ausgenutzt werden kann. Einwirkungen, die zu einer bezogenen Druckzonenhöhe x/d von 0,35 oder mehr führen, bewirken gleichzeitig Stützenauflegerkräfte, die die Durchstanztragfähigkeit einer Flachdecke, gleich welchen Betons, überschreiten.

3. Durchstanzbemessung:

Die Durchstanztragfähigkeit des Leichtbetons wird nach DIN 1045-1 aus der des Normalbetons berechnet, indem die Zugfestigkeit, ausgedrückt durch $f_{ck}^{1/3}$, mit dem Faktor η_1 reduziert wird. Versuche von *Ladner* und *Rödner* [70] haben gezeigt, dass die Durchstanztragfähigkeit von Leichtbeton mit diesem Ansatz unterschätzt wird.

Zum einen sind diese Versuchsergebnisse durch weitere Untersuchungen zu bestätigen oder zu relativieren. Zum anderen ist die Zulässigkeit der Übertragung der Normalbetondurchstanztragfähigkeit auf die Leichtbetondurchstanztragfähigkeit unter Anpassung einzig der Betonzugfestigkeit zu überdenken. Hierbei steht einerseits die Genauigkeit des Faktors η_1 zur Diskussion (s. Punkt 1), andererseits aber auch der Vorfaktor $c = 0,14$ (vgl. Gl. 6.9), der aus Versuchen an Normalbeton gewonnen wurde. Da *Ladner* und *Rödner* einen Beton mittlerer Festigkeit (LC 40/44) und höherer Rohdichte (D 1.8) verwendeten, ist nach *Faust* [30] davon auszugehen, dass der Faktor η_1 eher zu einer Überschätzung der Zugfestigkeit führt. Der Vorfaktor c erscheint also im Zusammenhang mit Leichtbeton als zu weit auf der sicheren Seite liegend.

Nach DIN 1045-1 darf die Durchstanzbewehrung für Leichtbeton auf dem gleichen Weg ermittelt werden wie die für Normalbeton. Dabei wird für beide Betonsorten dieselbe Wirksamkeit der Durchstanzbewehrung unterstellt. Wie bereits im Abschn. 6.4.2 aufgezeigt, ist dieses Vorgehen für Leichtbeton aufgrund der geringeren Verbundfestigkeit des Leichtbetons nicht empfehlenswert. Die Wirksamkeit sollte durch den Faktor η_1 abgemindert oder durch Versuche bestimmt werden.

9.2 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit werden Vorteile und Problemstellungen hergeleitet, die sich bei der Ausführung einer Flachdecke in Konstruktions-Leichtbeton ergeben. Auf der Basis einer differenzierten Aufarbeitung der entsprechenden mechanischen und baustofftechnischen Grundlagen und deren Zusammenführung mit herstellungsbedingten, baupraktischen und anwendungsbezogenen Einflussfaktoren werden Lösungsansätze entwickelt.

Grundsätzlich ist eine der deutschen und europäischen Normung gerechte Ausführung von Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton möglich. Es ergeben sich folgende Empfehlungen für Planung und Herstellung:

- Aus brandschutztechnischen Gründen wird bei Leichtbetonflachdecken zum Schutz der Bewehrungseinlagen ein Nennmaß der Betondeckung von $c_{\text{nom}} \geq 2,5$ cm empfohlen. Von dem Ansatz der Expositionsklasse XC1 für Innenbauteile mit dem entsprechenden Nennmaß der Betondeckung von $c_{\text{nom}} = 2,0$ cm wird abgeraten.
- Kann der Wassergehalt im Leichtbeton nicht durch entsprechende Maßnahmen (z. B. Verwendung umhüllter Zuschläge) auf den Bereich ≤ 4 M.-% reduziert werden, sollten dem Leichtbeton zur Vermeidung explosionsartiger Abplatzungen unter Brandbeanspruchung Polypropylen-Fasern beige-mischt werden. Alternativ kann eine Leichtbetonelementdecke mit einem Normalbetonbrett ausgeführt werden. Die Sicherstellung des ausreichenden Brandschutzes durch das Normalbetonbrett ist jedoch noch durch Versuche nachzuweisen.
- Die Pumpbarkeit von Leichtbeton kann unter Verwendung einer entsprechenden Betonzusammensetzung realisiert werden. Dabei sind im Wesentlichen zwei Aspekte zu beachten:
Um die Wasseraufnahmefähigkeit der Zuschläge herabzusetzen, müssen vorge-nässte Zuschläge verwendet werden. Dieses hohe Feuchtigkeitspotenzial verlangt aus brandschutztechnischen Gründen die Zugabe von Polypropylen-Fasern. Die notwendigen Vorversuche zur Sicherstellung der Pumpbarkeit und der späteren Festbetoneigenschaften erfordern einen ausreichenden zeitlichen Vorlauf und verursachen entsprechende Kosten.
- Leichtbetonflachdecken haben in Abhängigkeit von der Betonrohddichte um bis zu 30 % geringere Lasten abzutragen als Normalbetondecken. Dieser günstige Umstand kann genutzt werden, indem die Biegelängsbewehrung und/oder die Deckenstärke gegenüber der Alternativ-Decke in Normalbeton reduziert wird. Dies spart Material und vergrößert die nutzbare Raumhöhe.

Ein geringerer Biegelängsbewehrungsgrad und eine geringere Deckenstärke wirken sich jedoch nachteilig auf die Durchbiegungen und das Durchstanztragverhalten aus. Im Hinblick auf die Durchbiegungen wird empfohlen, individuell zu prüfen, ob eine Reduzierung der Querschnitte sinnvoll ist. Aufgrund der Durchstanzproblematik wird im Bereich der Stützungen grundsätzlich von einem „Aushungern“ der Querschnitte abgeraten, da die Gefahr des Versagens ohne Vorankündigung besteht.

- Die Durchbiegungen bei Flachdecken aus Leichtbeton liegen in der gleichen Größenordnung wie die bei Flachdecken aus Normalbeton. Die restriktiven Regeln der DIN 1045-1 [2] bzgl. der Durchbiegungsbegrenzung von Leichtbetondecken sind anhand der vorliegenden Ergebnisse nicht zu begründen.
- Bei hohen Durchstanzlasten kann durch den Einsatz von Doppelkopfkankerschienen die Durchstanztragfähigkeit einer Normalbetonflachdecke um bis zu 90 % gesteigert werden. Diese Reserve steht dem Leichtbeton nicht zur Verfügung, weil es keine entsprechenden Einbauteile für Leichtbeton gibt. Nach dem derzeitigen Stand der Technik wird bei hohen Durchstanzlasten eine Hybriddecke empfohlen, bei der die Feldbereiche in gewichtssparendem Leichtbeton und die durchstanzgefährdeten Bereiche in Normalbeton ausführt werden. Alternativ kann bei einer reinen Leichtbetondecke auch eine Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse erwogen werden.
- Bei Leichtbetonen der Rohdichteklasse D 1.4 und höher führt der Einsatz einer Hohlkörperdecke zu reduzierten Lasten, ohne dass der Durchstanzwiderstand herabgesetzt und die Durchbiegungen vergrößert werden. Dadurch wird die Durchstanzproblematik entschärft und das Deckengesamtgewicht gegenüber der massiven Leichtbetondecke gesenkt.
- Im Hinblick auf die Stabilität und die Aussteifung sowie die Lagesicherheit und die Erdbebensicherung entstehen durch den Einsatz von Leichtbeton für die Flachdecken nur bedingt Probleme. Zunächst führt das geringere Eigengewicht der Gesamtkonstruktion zu einer besseren Gesamtstabilität und zu geringeren Beanspruchungen im Falle eines Erdbebens.
Bei Bauwerken, die auf Einzelfundamenten gegründet werden, kann der Nachweis der klaffenden Fuge unter Umständen beim Einsatz von Leichtbeton-Flachdecken geringfügig größere Abmessungen der Einzelfundamente erfordern.
Bei Bauwerken, die auf einer Bodenplatte gegründet werden, kann der Nachweis der klaffenden Fuge beim Einsatz von Leichtbeton-Flachdecken wie auch beim Einsatz von Normalbetonflachdecken in der Regel entfallen.

Bei Bauwerken, deren Sicherheit gegen Aufschwimmen kritisch ist, vergrößert das geringere Gebäudeeigengewicht bei Leichtbetonflachdecken die Gefahr des Aufschwimmens.

Dem Einsatz von Leichtbetonflachdecken aus Gründen der Wirtschaftlichkeit stehen folgende Probleme gegenüber:

- Einsparungen am Deckenquerschnitt, der Biegelängsbewehrung oder der Querkraft-/Durchstanzbewehrung sind nur bei wenig beanspruchten Deckensystemen möglich.
- Die Einsparungen an den unterstützenden Bauteilen liegen nach *Schnellenbach-Held* [87] in einer Größenordnung, die den höheren Leichtbetonpreis nicht kompensieren kann.
- Bei Flachdecken ergeben sich ggf. neben den erhöhten Kosten für den Leichtbeton zusätzliche Kosten durch die Verwendung von Betonzusatzmitteln und von Polypropylen-Fasern, durch Vorsättigungs-Verfahren und durch erforderliche Pumpversuche, durch Zulassungen im Einzelfall z. B. für Doppelkopfkickerschienen oder durch den Einsatz Betonen einer höheren Festigkeitsklasse.

Damit muss festgestellt werden, dass eine Ausführung von Flachdecken in Konstruktions-Leichtbeton in der Regel nicht aus wirtschaftlichen Gründen einer Lösung in Normalbeton vorgezogen werden kann.

Sollen jedoch die Gebäudeeigenlasten minimiert oder große Plattenschlankheiten erreicht werden, bietet der Einsatz von Leichtbeton Lösungen, die mit Normalbeton nicht oder nur mit Vorspannung realisiert werden können. Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass in diesem Zusammenhang Hybriddecken und Hohlkörper-Hybriddecken außerordentlich leistungsfähige Deckensysteme darstellen. Darüber hinaus sind typische Anwendungen für Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton beispielsweise Aufstockungen, Bauwerke auf schlechtem Baugrund oder solche in erdbebengefährdeten Gebieten.

Um den Leichtbeton für den Einsatz bei Flachdecken im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit konkurrenzfähiger zu machen, sollten zukünftige Untersuchungen zwei Aspekte fokussieren:

- Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit durch die Entwicklung tragfähiger Durchstanzbewehrungen speziell für den Leichtbeton,
- Reduzierung der Wasseraufnahmefähigkeit der Leichtzuschläge durch Entwicklung einer entsprechenden Umhüllung oder Beschichtung mit dem Ziel, die brandschutztechnischen Eigenschaften und die Pumpbarkeit zu verbessern,

- Untersuchung der Wirksamkeit einer statisch mitwirkenden Normalbeton-elementdecke als untere Brandschutzverkleidung für eine Leichtbetondecke.

KAPITEL 9. ZUSAMMENFASSUNG, EMPFEHLUNGEN UND AUSBLICK

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988
- [2] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001
- [3] DIN 1055-100: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Ausgabe März 2001
- [4] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Ausgabe März 1994
- [5] Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungen für den Hochbau. Ausgabe Juni 1992
- [6] DIN V ENV 1992-1-2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall. Ausgabe Mai 1997
- [7] DIBt-Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1992-1-2 in Verbindung mit DIN 1045-1. DIBt Mitteilungen 2/2002
- [8] Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen - Landesbauordnung - (BauO NRW) in der Fassung der Bekanntmachung vom 1. März 2000 (GV.NRW.S.256/SGV.NRW.232)
- [9] PrEN 1991-1-2: Eurocode 1 - Actions on structures: Part 1.2: General Action - actions on structures exposed to fire (third draft - 13 May 2001) European Committee for Standardisation, Brüssel
- [10] Rijkswaterstaat-Guidelines: Royal Institute of Engineers (KIVI): Ventilation of Road Tunnels. NL, November, 1993

- [11] Comité Euro-International du Béton: CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, 1993
- [12] Fédération International du Béton: FIB Lightweight Aggregate Concrete, Recommended Extension to Model Code 90. Bulletin 8, 2000
- [13] DIN 1054: Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Ausgabe Januar 2003
- [14] DIN 1055-4: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 4: Windlasten. Entwurf März 2001
- [15] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Entwurf Oktober 2002
- [16] Richter, T.: Hochfester Beton - Hochleistungsbeton. Verlag Bau und Technik, Düsseldorf, 1999
- [17] Albrecht, P.: Der neue Zollhof in Düsseldorf. beton Heft 9, 1998
- [18] Beitzel, H.: Herstellung und Verarbeitung von Beton. Betonkalender 2003, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [19] Riker, R.: Maschinentechnik im Betonbau. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1996
- [20] König, H.: Maschinen im Baubetrieb. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1996
- [21] EuroLightCon: LWAC Material Properties, State-of-the-Art. Document BE96-3942/R2, December 1998
- [22] Kordina, K.: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. DAfStb Heft 425, Ernst & Sohn, Berlin, 1992
- [23] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 - Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. Betonkalender 1996, Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin, 1996
- [24] Grübl, P., Weigler, H., Karl, S.: Beton, Arten, Herstellung und Eigenschaften. 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [25] Erläuterungen zur DIN 1045-1. DAfStb Heft 525, Ernst & Sohn, Berlin, 2003

- [26] Held, M.: Hochfester Konstruktions-Leichtbeton. beton Heft 7, S. 411 - 415, 1996
- [27] Faust, T.: Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton. Dissertation, Universität Leipzig, 2000
- [28] Weigler, H., Karl, S.: Stahlleichtbeton. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1972
- [29] Spitzner, J.: Stahlleichtbeton, Wirtschaftliche Möglichkeiten und Grenzen. beton Heft 11, 1973
- [30] Faust, T.: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [31] Daschner, F.: Schubübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. Institutsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1980
- [32] Walraven, J.C., Reinhardt, H.-W.: Concrete Mechanics - Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. In HERON, Vol. 26, Nr. 1, Delft, 1981
- [33] König, G., Dehn, F., Hegger, J., Görtz, S.: Der Einfluß der Rißreibung auf die Querkrafttragfähigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 10, Ernst & Sohn, 2000
- [34] Dehn, F.: Einflußgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit schubunbewehrter Bauteile aus konstruktivem Leichtbeton. Dissertation, Universität Leipzig, 2001
- [35] Norden, G., Thienel, K.-Ch.: Pumping of Lightweight Aggregate Concrete based on Expanded Clay in Europe. Interner Bericht, Lias-Franken Leichtbaustoffe GmbH & Co. KG
- [36] Haist, M., Müller, H. S.: Selbstverdichtender Leichtbeton. BFT, Heft 12/1994, S. 8-17
- [37] Kordina, K., Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz-Handbuch. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981
- [38] Kordina, K., Meyer-Ottens, C.: Beton Brandschutz-Handbuch (2. Auflage). Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 1999

- [39] Kordina, K., Krampf, L.: Empfehlungen für brandschutztechnisch richtiges Konstruieren von Betonbauwerken. DAFStb Heft 352, Ernst & Sohn, Berlin, 1984
- [40] Kordina, K.: Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten. DAFStb Heft 479, Ernst & Sohn, Berlin, 1997
- [41] Schneider, U., Kordina, K.: Brandschutz von Hochbauten. Betonkalender 2003, Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [42] Haksever, A., Schneider, U.: Hochtemperaturverhalten von Bauteilen aus Konstruktionsleichtbeton. Arbeitsbericht 1978-1980, Teil 1, Sonderforschungsbereich 148: Brandverhalten von Bauteilen, Braunschweig, 1980
- [43] Thienel, K.-C., Schmidt-Döhl, F., Feldrappe, V.: In-situ Tests on existing LWAC Structures. Second International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Kristiansand, 2000
- [44] Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchungen. DAFStb Heft 248, Ernst & Sohn, Berlin, 1975
- [45] Jensen, J.J.: Fire Resistance of Lightweight Aggregate Concrete. First International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord, 1995
- [46] Kepp, B., Botros, F. R.: Schwimmende Ölförderplattformen - Ozeanbauwerke einer neuen Generation. Ernst & Sohn Beton- und Stahlbetonbau 90, Heft 11, 1995
- [47] Weigler, H., Nicolay, J.: Temperaturdehn- und Wärmeleitahlen von gefügedichtem Leichtbeton. beton 11/73, S. 486 - 490, 1973
- [48] Comité Euro-International du Béton: Design of Concrete Structures for Fire Resistance. Bulletin d'Information No. 145, Paris, 1982
- [49] Meyer-Ottens, C.: Abplatzversuche an Prüfkörpern aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton bei verschiedenen Temperaturbeanspruchungen. DAFStb Heft 241, Ernst & Sohn, Berlin, 1974
- [50] Phan, L. T.: High-Strength Concrete at High Temperature - An Overview. Tagungsband, Leipzig, 2002
- [51] Wille, K., Schneider, H.: Investigation of fibrereinforced High-Strength Concrete (HSC) under fire, particularly with regard to the real behaviour of polypropylen fibres. Leipzig Annual Civil Engineering Report No. 7, 2002

- [52] Schneider, H., Weiße, D.: Faserbewehrter Leichtbeton. Leipzig Annual Civil Engineering Report No. 7, 2002
- [53] Lennon, T., Bailey, C., Clayton, N.: The Performance of High Grade Concrete Columns in Fire. Tagungsband, Leipzig, 2002
- [54] Bilodeau, A., Chevrier, R., Malhotra, M., Hoff, G.C.: Mechanical Properties, Durability and Fire Resistance of High-Strength Lightweight Concrete. First International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete, Sandefjord 1995
- [55] Bornemann, R., Schmidt, M., Vellmer, C.: Brandverhalten ultra-hochfester Betone. beton Heft 9, S. 418 - 422, 2002
- [56] Brux, G.: Beton mit erhöhter Brandbeständigkeit. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, S. 74 - 81, 2001
- [57] Schneider, U., Horvath, J.: Brandverhalten von Tunnelauskleidungen aus Beton mit Faserzusatz.
<http://www.tmw.ac.at/bauindustrie/terminal/content/tunnel/schneider.htm>
(25.03.2003)
- [58] Zilch, K., Donaubaue, U.: Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen. Technische Universität München, Forschungsbericht, München, 2001
- [59] Blakey, F.A.: Lightweight-aggregate concrete in flat-plate floor structures. Proceedings of the First International Congress on Lightweight Concrete, London, 1968
- [60] Jaccoud, J., Favre, R.: Flèche des Structures en Béton Armée - Verification Experimentale d'une Méthode de Calcul. Institut de Statique et Structures Béton Armée et Précontraint, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Rapport C 160-05, 1982
- [61] EuroLightCon: Pumping of lightweight aggregate concrete based on expanded clay in Europe. Document BE96-3942/R11, March 2000
- [62] Linsel, S., Müller, H.S.: Pumpbarer Hochleistungsleichtbeton. Leipziger Massivbau-Seminar, Band 10: Hybrides Bauen mit Hochleistungswerkstoffen, Leipzig, 2000

- [63] EuroLightCon: Stability and pumpability of lightweight aggregate concrete, Test methods. Document BE96-3942/R21, June 2000
- [64] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau Teil 2: Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Dritte Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, London, Paris, Tokyo, 1986
- [65] Schaefers, U.: Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen. DAFStb Heft 357, Ernst & Sohn, Berlin, 1984
- [66] Kinnunen, S., Nylander, H.: Punching of concrete slabs without shear reinforcement. Civil Engineering 3 Nr. 158, Stockholm 1960
- [67] Kinnunen, S.: Punching of concrete slabs with two-way reinforcement. Civil Engineering 6 Nr. 198, Stockholm 1963
- [68] Kordina, K., Nölting, D.: Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten. DAFStb Heft 371, Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- [69] Mehlhorn, F., Fehling, E., Jahn, T., Kleinhenz, A.: Bemessung von Betonbauten im Hoch- und Industriebau. Ernst & Sohn, Berlin, 2002
- [70] Ladner, M., Rödner, H.: Zum Durchstanzen von Stützen bei Flachdecken aus Leichtbeton. Schweizerische Bauzeitung, Jg. 96, 1978, Nr. 24, S. 479-486
- [71] Grow, J.B., Vanderbilt, M.D.: Shear strength of prestressed lightweight aggregate concrete flat plates. PCI-Journal, August 1967, S. 18-28
- [72] Mowrer, R.D., Vanderbilt, M.D.: Shear strength of lightweight aggregate reinforced concrete flat plates. ACI Journal, November 1967, S. 722-729
- [73] Ivy, C.B., Ivey, D.L., Buth, E.: Shear Capacity of lightweight concrete flat slabs. ACI Journal, Juni 1969, S. 490-494
- [74] Staller, M. A.: Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten. DAFStb Heft 515, Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [75] Hognestad, E., Elstner, R. C., Hanson, J. A.: Sheer Strength of Reinforced Structural Lightweight Aggregate Concrete Slabs. Journal of American Concrete Institute, June 1964, S. 643-656
- [76] Moe, J.: Shearing Strength of reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads. Development Departement Bulletin D47, Portland Cement Association, 1961

- [77] Andrä, H.-P.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten-Bewehrung im Auflagerbereich. Beton- und Stahlbetonbau, 1981, Nr. 3, S. 53-57 und Nr. 4, S. 100-104
- [78] Staller, M., Zilch, K.: Entwicklung eines Bemessungsmodells für durchstanzgefährdete Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. Bauingenieur Band 79, Dezember 2004, S. 576-584
- [79] Grasser, E., Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. DAfStb Heft 240, Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [80] Hegger, J., Beutel, R.: Hintergründe und Anwendungshinweise zur Durchstanzbemessung nach DIN 1045-1. Bauingenieur Band 77, November 2002
- [81] Eligehausen, R. et al.: Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken. Beton- und Stahlbetonbau, 2003, Nr. 6, S. 334-344
- [82] DIBT: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Zulassungsnummer: Z-15.1-213, Zulassungsgegenstand: HDB System Durchstanzbewehrung in Platten nach DIN 1045-1. Berlin, 2003
- [83] König, G., Liphardt, S.: Hochhäuser aus Stahlbeton. Betonkalender 2003, Teil 1, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [84] Bachmann, H.: Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser, Basel - Boston - Berlin, 1995
- [85] Pfeffer, K.: Untersuchung zum Biege- und Durchstanztragverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken. Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4, Bauingenieurwesen, Nr. 178
- [86] Cobiax Technologies AG: Flachdecken - leicht & biaxial, Planungshilfe. Ausgabe Dezember 2004
- [87] Schnellenbach-Held, M.: Untersuchungen zur Verwendung von Leichtbeton im Fertigteilbau im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit. Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau, Juli 2003