

**Zur Tragfähigkeit von punktförmig gestützten
filigranen Fassadenplatten aus faserverstärktem
Feinkornbeton**

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Ake Chopradub

aus Bangkok, Thailand

Dekanin:	Prof. Dr. habil. Gabi Troeger-Weiß
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Jun.-Prof. Dr.-Ing. C. Kohlmeyer
Tag der mündlichen Prüfung:	22.02.2010

Kaiserslautern 2010

(D 386)

„Gedruckt mit Unterstützung des Deutschen Akademischen
Austauschdienstes“

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Doktorand im Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Die Anregung zu dieser Arbeit erhielt ich von Herrn Prof. Dr.-Ing. J. Schnell, dem ich an dieser Stelle herzlich für die Förderung der Arbeit und für die kontinuierliche Unterstützung sowie für seine Bereitschaft als erster Berichterstatter zu wirken, danken möchte.

Herrn Jun.-Prof. Dr.-Ing. Christian Kohlmeyer möchte ich meinen herzlichen Dank für die Übernahme des Korreferats aussprechen. Für die Übernahme der Funktion als Vorsitz der Promotionskommission bedanke ich mich herzlich bei Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz.

Weiterhin bedanke ich mich bei allen Mitarbeitern des Fachgebietes für den konstruktiven Ingenieurbau, einschließlich den Mitarbeitern im Labor für die gute Zusammenarbeit. Ein besonderer Dank gilt auch meinem ehemaligen Bürokollegen Dipl.-Ing. Markus Hoffmann für den fachlichen Meinungsaustausch.

Dem Deutschen Akademischen Austausch Dienst möchte ich für die Gewährung des Stipendiums danken.

Ein besonderes Dankeschön gilt meiner Familie für das Verständnis und den Rückhalt während aller Phasen meiner Promotion.

Kaiserslautern, im März 2010

Ake Chopradub

Ake Chopradub

**Zur Tragfähigkeit von punktförmig gestützten
filigranen Fassadenplatten aus faserverstärktem
Feinkornbeton**

Inhalt

Inhalt	i
Zusammenfassung	vi
Abstract	vii
Bezeichnungen	viii
1 Einleitung	1
1.1 Begründung des Forschungsvorhabens	1
1.2 Ziel der Forschung	2
1.3 Ausgangsbasis für das Forschungsvorhaben	3
2 Stand der Forschung	8
2.1 Beton für Vorsatzschalen	8
2.1.1 Ultrahochfester Beton	8
2.1.1.1 Zusammensetzung des UHPCs	10
2.1.1.2 Materialeigenschaften	13
2.1.1.2.1 Druckfestigkeit des UHPCs	14
2.1.1.2.2 Spannungs-Dehnungs-Linie bei einaxialem Druck	16
2.1.1.2.3 Einaxiale Zugfestigkeit des UHPCs	18
2.1.1.2.4 Biegezugfestigkeit des UHPCs	19
2.1.1.2.5 Kriechen des UHPCs	20
2.1.1.2.6 Autogenes Schwinden des UHPCs	21
2.1.1.2.7 Trocknungsschwinden des UHPCs	23
2.1.2 Glasfaserbeton (GFB)	25
2.1.2.1 Verarbeitung des Glasfaserbetons	26
2.1.2.2 Verminderung der anfänglichen Eigenschaften infolge Alterung	27
2.1.2.3 Alkali resistente Glasfaser (AR-Glasfaser) für den Glasfaserbeton	29
2.1.2.4 Alkalibeständigkeit der NEG AR-Glasfasern	31
2.1.2.5 Klassifizierung von Glasfaserbeton nach seinem Brandverhalten	32
2.2 Beton für Tragschalen	32
2.2.1 Schwinden des normalen Betons	32
2.3 Stäbe aus glasfaserverstärktem Kunststoff	35
2.3.1 Eigenschaften und Anwendungsgebiete	35
2.3.2 Sorten	38
2.3.3 Dauerhaftigkeit	38
2.3.4 Verbundverhalten (kurzzeitig)	38

2.3.5	Verbundverhalten (langzeitig)	39
2.3.6	Querkrafttragfähigkeit	40
2.3.7	Brandverhalten	40
2.4	Grundlagen der Klebtechnik	41
2.4.1	Chemische Einflüsse	42
2.4.2	Die Adhäsion (lat. Anhaftung)	43
2.4.3	Die Kohäsion (Zusammenhangskräfte)	43
2.4.4	Oberflächenenergie	43
2.5	Theorien zur Berechnung eines Fassadensystems	43
3	Mechanische und thermische Beanspruchung sowie rechnerische Untersuchungen	44
3.1	Rechnerisches Modell	44
3.1.1	Untersuchte Abmessungen	45
3.1.2	Verwendete Materialien	47
3.1.2.1	Fassadenplatte	47
3.1.2.1.1	Hochfester Beton	48
3.1.2.1.2	Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“	50
3.1.2.2	ComBAR® GfK Anker	52
3.1.2.3	Wärmedämmung	52
3.1.3	Hinterlüftung des Fassadensystems	52
3.2	Anordnung des berechneten Modells	53
3.3	Einwirkungen	54
3.3.1	Eigenlasten	54
3.3.2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte	54
3.3.3	Differenzielle Erwärmung in der Tragschale	61
3.3.4	Gleichmäßige Erwärmung	65
3.3.5	Schwinden	65
3.3.6	Exzentrizität und Herstelltoleranz	66
3.3.7	Windlast	67
3.3.8	Zwängungen	69
3.3.9	Eigenspannungen in der Fassadenplatte	69
3.3.10	Schnee- und Eislasten	71
3.3.11	Sonderlasten	71
3.4	Rechnerische Untersuchungen	71
3.4.1	Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung für die Fassadenplatten aus hochfestem Beton „Referenzbeton 1“	72
3.4.1.1	Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker ohne Gelenk	72
3.4.1.2	Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker mit Gelenk	74

3.4.2	Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung für die Fassadenplatten aus Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“	77
3.4.2.1	Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker ohne Gelenk	77
3.4.2.2	Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker mit Gelenk	79
3.4.3	Zusammenstellung der Beanspruchungen	80
3.4.3.1	Bemessungswerte der Einwirkungen für die Fassadenplatten aus Referenzbeton 1	80
3.4.3.2	Bemessungswerte der Einwirkungen für die Fassadenplatten aus Referenzbeton 2	81
4	Experimentelle Klebuntersuchungen	82
4.1	Klebeignung der Oberfläche von Fassadenplatten aus Referenzbeton 1	82
4.2	Klebeignung der Oberfläche von Referenzbeton 2	84
4.3	Klebeignung der Oberfläche der GfK-Ankerköpfe	85
4.4	Klebversuch von GfK-Ankern auf Referenzbeton 1	88
4.5	Klebversuch von GfK-Ankern auf Referenzbeton 2	90
4.6	Klebtechnische Verbindung zwischen GfK-Halter und Fassadenplatte	91
5	Eigene experimentelle Untersuchungen	93
5.1	Pilottests zur wirklichkeitsnahen Simulation von Windlasten	93
5.1.1	Ergebnisse des Windsogversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte	97
5.1.2	Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte	98
5.1.3	Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 1.80 m großen Fassadenplatte	99
5.2	Biegeversuch an GfK-Ankern unter Dauerlast	100
5.3	Biegeversuch für Referenzbeton 2	102
5.3.1	Versuchsergebnisse	104
5.3.1.1	Biegezugfestigkeit des textilibewehrten Glasfaserbetons	104
5.3.1.2	Abmessungen der Versuchskörper	104
5.3.1.3	Last-Verformungsdiagramm	106
5.3.1.4	Versuchsergebnisse	107
5.3.2	Weitere Biegeversuche für Glasfaserbeton zum Vergleich	109
5.3.2.1	Kurzzeitige Biegeversuche	109
5.3.2.2	Langzeit - Biegeversuche	113
5.4	Scherversuche	115
5.4.1	Kurzzeitversuche	115
5.4.2	Scherversuche mit mehrtägiger Belastung	117

5.4.3	Ergebnisse der Scherversuche	117
5.5	Durchstanzversuche	120
5.6	Zugversuch	123
5.7	Zug-Scher Interaktionsversuch	126
5.7.1	Allgemeines	126
5.7.2	Versuchergebnisse	128
5.7.3	Designwert der Zug-Scherinteraktion	128
5.8	Anker mit Gelenk	130
5.8.1	Gelenkmuster	130
5.8.2	Anker mit GfK Gelenk	132
5.9	Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch	132
5.9.1	Modell einer Fassadenplatte	132
5.9.2	Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch	135
5.9.3	Vergleich der Ergebnisse der Versuche mit der Nachrechnung	140
6	Bemessungskonzept	142
6.1	Allgemeines	142
6.2	Einwirkungen auf Fassadensysteme	142
6.3	Biegetragfähigkeit der Fassadenplatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit	143
6.4	Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit	144
6.5	Nachweis der Ankertragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit	145
6.6	Nachweis der Absenkung der Platten nach Aufrichtung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	146
6.7	Bemessungsbeispiele für die Fassadenplatte aus UHPC	146
7	Zusammenfassung	149
	Literatur	150
	Anhang A: Querschnitte der Versuchskörper der Biegezugversuche mit Glasfaserbeton	160
	Anhang B: Rissbildung der Versuchskörper der Biegezugversuche mit Glasfaserbeton	162
	Anhang C: Versagen der Versuchskörper der Scherversuche mit hochfestem Beton	163
	Anhang D: Versagen der Versuchskörper des Interaktionsversuches mit hochfestem Beton	165
	Anhang E: Rissbildung der Versuchskörper des Unterdruckversuches mit hochfestem Beton	166
	Anhang F: Rissbildung der Versuchskörper des Durchstanzversuches mit hochfestem Beton	168
	Anhang G: Versagen der Versuchskörper des Zugversuches mit hochfestem Beton	169

Anhang H: Tagesgang der Lufttemperatur Tagesgang der Lufttemperatur im Januar
bzw. Juli an bedeckten, bewölkten und heiteren Tagen in Potsdam ___ 170

Anhang I: FE-Modell und Randspannungsverläufe _____ 171

Zusammenfassung

Mit dem vorliegende Projekt sollten die Voraussetzungen dafür geschaffen werden, filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton im Fertigteilbau realisieren zu können. Konventionelle Befestigungsmittel (Dübel, Anker) scheiden wegen der geringen Materialstärke weitgehend aus. Bestehende Systeme mit Klebtechnik erfordern eine aufwändige metallische Unterkonstruktion aus nichtkorrosivem Material. Zudem erweist sich die Montage als schwierig, sodass sich diese Systeme in der Praxis bisher nicht durchgesetzt haben.

Die hier vorgeschlagene Lösung baut auf eine punktförmige Befestigung der Fassadenplatten mittels Klebtechnik auf. Die Klebanker ($d = 12 \text{ mm}$) aus glasfaserverstärkten Kunststoffen (GfK) werden zusammen mit einer Tragschale und Wärmedämmung hergestellt und dann mittels Wendetechnik im Fertigteilwerk rückseitig auf die Fassadenplatten geklebt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde ein neuartiger Über- und Unterdruckversuchsstand entwickelt. Zusätzlich wurden neue Zug-, Scher- und Interaktions-Versuchsstände für Klebversuche an Platten konzipiert. Die Biegezugfestigkeit des Glasfaserbetons wurde in Abhängigkeit von der Zeit untersucht. Das Trag- und Verformungsverhalten der GfK-Stäbe wurde in Abhängigkeit von der Zeit ausgewertet und ausgewählt.

Wie die Untersuchungen zeigen, können bis zu $2,7 \times 3,5 \text{ m}$ große Fassadenplatten realisiert werden, wenn die Klebanker einen Gelenkkopf erhalten, der die Verformungsbehinderung der Fassadenplatte reduziert. Das Langzeittragverhalten der GfK-Anker, das aus dem Zulassungsverfahren der verwendeten Schöck ComBAR® bekannt ist, wurde berücksichtigt.

Ein Ankerraster von $500 \times 500 \text{ mm}$ hat sich als wirtschaftlich sinnvoll ergeben. Für die Fassadenplatten werden wegen der besseren Tragfähigkeit der Klebverbindung hochfeste Betone „Referenzbeton 1“ den Glasfaserbetonen „Referenzbeton 2“ vorgezogen.

Fertigungsbedingte Schwankungen der Klebfugendicke im Bereich von 1 mm bis 5 mm können ohne signifikante Festigkeitseinbußen toleriert werden. Die durchgeführten mechanischen Versuche und Berechnungen zeigen, dass die Standsicherheit des Fassadensystems bei entsprechender Dimensionierung der Klebflächen gegeben ist.

Abstract

With this project, the prerequisites that the intricate facade panels from the Ultra High Performance Concrete realized in the precast construction should be created. Because of the low material strength, conventional fasteners (dowels, anchors) have been widely dropped out. Prevailing systems with adhesive engineering require complicated and expensive metal substructure of non-corrosive material. In addition, the assembly proves to be difficult, so that these systems have not been enforced in practise before.

The proposed solution builds on a point-fixing of the cladding panels by means of adhesive. The anchor for adhesive ($d = 12$ mm) from glass fibre reinforced polymer (GFRP) will be fabricated together with a load-bearing wall and insulation and then the anchor will be glued to the back sides of the facade panels using the perfecting technology in the prefabricating factory.

In context of this work, the new overpressure and negative-pressure experimental equipment was developed. In Addition, new Tension, Shear and Interaction experimental equipments for the adhesive experiments on facade plates were designed. The flexural strength of Glass Fibre Reinforced Concrete has been studied as a function of time. The load-bearing and deformation behaviour of the GFRP bars was evaluated as a function of time and selected.

As the investigations show that, facade panels up to 2.7×3.5 m can be implemented only if the anchor with hinge end is provided, which reduces the deformation constraint of the facade panel. The long-term load bearing behaviour of GFRP anchor, known from the approval procedure of the used Schöck ComBAR[®], was considered.

An anchor grid of 500×500 mm has been found to be economically reasonable. For the facade panels, the high strength concrete "Reference Concrete 1" is preferred than glass fibre-reinforced concrete "Reference Concrete 2" because of the better load-bearing capacity of adhesive bond. The design value of bending tensile strength has exhibit a minimum value of $2,78$ N/mm².

Production-related variations in the glue joint thickness in the range from 1 mm to 5 mm can be tolerated without significant losses of strength. Carried-out mechanical tests and calculations show that the structural safety of the facade system with appropriate dimensioning of the joint surfaces is given.

Bezeichnungen

Große Lateinische Buchstaben

I	kurzwellige Einstrahlung	$\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$
J	langwellige Abstrahlung	$\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$
Q	Wärmeenergie [kJ]	
R	Wärmedurchlasswiderstand	$\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$
T	Temperatur [K]	
U	Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert)	$\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \right]$

Kleine Lateinische Buchstaben

a	Absorptionskoeffizient	
b	Breite [m]	
d	Dicke [m]	
l	Länge [m]	
m	Masse [kg]	
q	(i) Wärmestromdichte	$\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$
	(ii) Geschwindigkeitsdruck nach Abschnitt 10 in DIN 1055-4	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
s	Dicke der einzelnen Fassadenplattenschichten [m]	
w	wirkende Last	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$
x	Abstand [m]	

Griechische Buchstaben

α	Thermischer Längenausdehnungskoeffizient [K ⁻¹]	
δ	Maximale Durchbiegung [m]	
λ	Wärmeleitfähigkeit	$\left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$
μ	Querdehnungszahl	
viii		

σ Biegespannung $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$

Große Lateinische Buchstaben mit Indizes

C_d Nennwert einer bestimmten Bauwerks- bzw. Bauteileigenschaft

E_d Bemessungswert der Einwirkung

E_{GFRP} Elastizitätsmodul des GfKs $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$

E_s Elastizitätsmodul des Stahls $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$

F_{LOP} Last beim Erreichen der Proportionalitätsgrenze [kN]

F_{MOR} Last beim Erreichen der Biegezugfestigkeit [kN]

N_{Ed} Bemessungswert der Einwirkung der Normalkraft [kN]

N_{Rd} Bemessungswert des Widerstandes der Normalkraft [kN]

M_{Ed} Bemessungswert der Einwirkung des Momentes [kN]

M_i Plastisches Moment entlang der Bruchlinie $\left[\frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$

M^+ Positives plastisches Moment entlang der Bruchlinie $\left[\frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$

M^- Negatives plastisches Moment entlang der Bruchlinie $\left[\frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \right]$

R_{si} Wärmeübergangswiderstand der inneren Oberflächen des Bauteils
 $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$

R_{se} Wärmeübergangswiderstand der äußeren Oberflächen des Bauteils
 $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$

R_{si} Wärmeübergangswiderstand $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$

R_1 Wärmedurchlasswiderstand der Wärmedämmung $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$

R_2 Wärmedurchlasswiderstand des Betons $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$

R_T	Wärmedurchgangswiderstand $\left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$
T_L	Lufttemperatur [K]
T_O	Oberflächentemperatur [K]
V_{Ed}	Bemessungswert der Einwirkung der Querkraft [kN]
V_{Rd}	Bemessungswert des Widerstandes der Querkraft [kN]

Kleine Lateinische Buchstaben mit Indizes

c_p	Spezifische Wärmekapazität $\left[\frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}} \right]$
c_{pe}	Aerodynamischer Beiwert für den Außendruck nach Abschnitt 12 in DIN 1055-4
d_1	Dicke der Wärmedämmung [m]
d_2	Dicke eines Betonbauteils [m]
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundspannung $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
$f_{ct,fl}$	Biegespannung $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
$f_{ct,fl,d}$	Bemessungswert des Widerstandes der Biegezugfestigkeit $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
$f_{ct,fl,xy}$	Bemessungswert des Widerstandes des Klebstoffes an UHPC-Oberflächen senkrecht zur Fuge $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
$f_{ct,fl,z}$	Bemessungswert des Widerstandes des Klebstoffes UHPC in Fugenrichtung $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
$f_{ct,fl,0,05}$	Charakteristische Biegezugfestigkeit (5%-Fraktilwert mit 90 % Vertrauensniveau) $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
f_{rd}	Bemessungswert des Widerstandes der Biegezugfestigkeit des GfK-Stabes $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
$f_{t,fl}$	Biegespannung im GfK-Stab $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$

f_{tk}	Charakteristische Zugfestigkeit des GfK-Stabes $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
f_{yd}	Bemessungswert des Widerstandes der Zugfestigkeit $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
f_{yk}	Charakteristische Zugfestigkeit des Stabstahles $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
z_e	Bezugshöhe nach Abschnitt 12 in DIN 1055-4;

Griechische Buchstaben mit Indizes

α_k	Wärmeübergangszahl $\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \right]$
γ_{GFRP}	Spezifisches Gewicht des Glasfaserkunststoffs $\left[\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right]$
$\gamma_{\text{Klebstoff}}$	Globaler Sicherheitsbeiwert des Klebstoffs
γ_{M}	Teilsicherheitsbeiwert des Klebstoffs
γ_s	Spezifisches Gewicht des Stahls $\left[\frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \right]$
Δ_{LOP}	Durchbiegung an der Proportionalitätsgrenze [mm]
Δ_{MOR}	Durchbiegung beim Erreichen der Biegezugfestigkeit [mm]
$\epsilon_{\text{cas}\infty}$	Schrumpfdehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$
$\epsilon_{\text{cds}\infty}$	Trocknungsschwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$
$\epsilon_{\text{CS}\infty}$	Schwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$
ϵ_{LOP}	Dehnung an der Proportionalitätsgrenze
ϵ_{MOR}	Dehnung beim Erreichen der Biegezugfestigkeit
$\epsilon_{\text{s,sls}}$	Dehnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
$\epsilon_{\text{s,sr}}$	Aufnehmbare Dehnung für Schub
$\epsilon_{\text{s,uls}}$	Dehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit
σ_{LOP}	Biegespannung an der Proportionalitätsgrenze $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
σ_{MOR}	Biegezugfestigkeit $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$
η_i	Abminderungsfaktor
θ_1	Innentemperatur [°C]

θ_{12}	Temperatur der Grenzfläche zwischen dem Beton und der Wärmedämmung [°C]
θ_2	Außentemperatur [°C]
θ_i	Rotation der Region um die Drehachse
θ_{se}	Äußere Oberflächentemperatur des Bauteils [°C]
θ_{si}	Innere Oberflächentemperatur [°C]
λ_1	Bemessungswärmeleitfähigkeit der Wärmedämmung $\left[\frac{W}{m \cdot K} \right]$
λ_2	Bemessungswärmeleitfähigkeit der Tragschale $\left[\frac{W}{m \cdot K} \right]$
τ_d	Bemessungswert des Widerstandes der Scherfestigkeit $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
τ_{Ed}	Bemessungswert der Einwirkung der Scherkraft $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$

Abkürzungen

GfK	Glasfaserkunststoff
GFRP	Glass Fibre Reinforced Polymer
UHPC	Ultra High Performance Concrete

1 Einleitung

1.1 Begründung des Forschungsvorhabens

Im Stahlbetonfertigteilbau werden GfK-Verbindungsanker als Ersatz für metallische Verbindungsmittel stark nachgefragt [1]. Dies gilt für Doppelwände mit Füllbeton (mit und ohne Kerndämmung) genauso wie für Sandwich-Fassadenelemente. Der Grund hierfür liegt in der einfachen Montierbarkeit, den geringen Materialkosten, der hohen Korrosionsbeständigkeit und insbesondere auch in der Reduzierung des Wärmestromes infolge Wärmebrückenwirkung.

Filigrane Plattenstärken werden seit kurzem durch Glasfaser- und Textilbeton [2], Kurzfaserbetone [3] oder Mikrobewehrung [4] möglich. Mit Hilfe von Feinkornbetonen können sehr gute Oberflächenqualitäten hergestellt werden. Außerdem können eingefärbte, profilierte, bedruckte oder marmorierte Oberflächen realisiert werden. Eine erste bauaufsichtliche Zulassung für Textilbeton wurde für das Produkt betoshell (www.hering-bau.de) erteilt.

Der baupraktische Einsatz reduzierter Plattenstärken wird bisher durch das Fehlen einer eingeführten Befestigungstechnik behindert. Durchschrauben oder Befestigen in Metallrahmen beeinträchtigen den optischen Gesamteindruck, bzw. die Wirtschaftlichkeit. Konventionelle Verbindungsanker erfordern unnötig große Plattenstärken [5,6].

Die Vorteile von Sandwichelementen mit filigraner Vorsatzschale sind überzeugend:

Die Gewichtsreduzierung wirkt sich sowohl für Verbindungsmittel als auch für die gesamte Tragkonstruktion vorteilhaft aus.

Da die Fassaden unter Werksbedingungen vorgefertigt werden, führt dies zu einer Qualitätssteigerung, sowie zu einer Bauzeitverkürzung.

Eine Modifizierung der erprobten Klapptechnik bei der Herstellung und der Einsatz der Klebtechnik zum Verbinden von Trag- und Vorsatzschale ermöglichen sehr wirtschaftliche, maßhaltige und witterungsunabhängige Fertigungstechniken.

Die niedrige Wärmeleitfähigkeit von GfK vermeidet Wärmebrücken und führt zu bis zu 15% geringeren Energieverlusten im Vergleich zur Verwendung von Stahlverbindungsmitteln.

Die Korrosionsunempfindlichkeit der gewählten Verbindungsmittel ermöglicht die Herstellung langlebiger Produkte.

Filigrane Betonfassaden sind platzsparend und ermöglichen die Substitution teurer Naturstein- oder Blechfassaden.

Die vielfältigen Gestaltungsmöglichkeiten bei niedrigen Kosten führen zu einer verbesserten Qualität der gebauten Umwelt. Aufgrund des Herstellverfahrens, das für die Vorsatzschale neben großformatigen Lösungen auch kleinere Abmessungen als die Tragschale erlaubt, werden völlig neue Farbwechsel, Fugenschnitte etc. möglich. Dies kompensiert die ästhetischen Nachteile der Fertigteilbauweise vollständig.

Das Projekt ist von sehr großem Interesse, da die aktuell sehr große Nachfrage der Anwendung der neu entwickelten Betonoberflächenqualitäten wegen fehlender Befestigungstechnik bisher noch nicht überzeugend bedient werden kann.

Unter Verwendung neuer Werkstoffe und Materialien unter Nutzbarmachung von Erfahrungen aus anderen Industriebereichen die Grundlagen für Fortschritte in der Prozessoptimierung, in der Energieeffizienz und hinsichtlich städtebaulicher Qualität erreicht werden können.

1.2 Ziel der Forschung

Im Rahmen des Forschungsvorhaben sollten die wissenschaftlichen Grundlagen für die Befestigung von ca. 15 mm dünnen, hinterlüfteten Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton geschaffen werden. Die Verbindung zwischen Trag- und Vorsatzschale sollte aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der Minimierung des Wärmeverlusts aus Stäben aus Glasfaserkunststoffen (GfK) bestehen. Auf angeformten Tellern am Ende der GfK-Stäbe sollten mittels Klebtechnik die Fassadenplatten befestigt werden. Die Fassadenplatten werden mit selbstverdichtendem Beton stehend oder im Spritzverfahren liegend hergestellt und erlauben aufgrund des Herstellverfahrens völlig neue Geometrien/Fugenbilder.

Das Vorhaben greift den Trend zum „Leichten Bauen“ unter Verwendung neuer Hochleistungswerkstoffe auf.

Forschungsziele im wissenschaftlichen Sinne sind:

- Klärung der mechanischen und thermischen Beanspruchung sowie der Tragfähigkeit der GfK-Verbindungsanker,
- Optimierung der Geometrie des Ankerkopfes. Falls erforderlich Schaffung einer Gelenkwirkung,
- Ermittlung möglicher Plattenformate und Abstände der Befestigungsmittel.

Die Forschungsziele sind sowohl mit analytischen als auch mit experimentellen Verfahren erreicht worden.

Die enge Zusammenarbeit mit Firmen aus dem Fassadenbau, sowie der Befestigungs- und Klebtechnik stellten eine zielgerichtete Forschung sicher. Das vorgesehene Herstellverfahren (vorgebohrte Löcher in der Wärmedämmung für GfK-Anker, Automatisierungspotenzial) ist mit Praktikern diskutiert worden.

Durch Mitwirkung eines im Fertigteilbau ausgewiesenen Architekten wurde sichergestellt, dass Anforderungen aus Gestaltung und Funktion auch im Detail praxisgerecht berücksichtigt werden.

Ziel ist es, scharfkantige offene Fugen in beliebiger geometrischer Linienführung zu realisieren. Das angestrebte Herstellungsverfahren im Fertigteilwerk stellt höchste Maßtreue und Witterungsunabhängigkeit sicher.

Die Firma Schöck bietet Glasfaserstäbe (ComBAR®) an, die im Rahmen dieses Vorhabens benutzt und ergänzt wurden.

Die Entwicklung eines marktreifen Produktes war ausdrücklich nicht Ziel des Forschungsvorhabens. Vielmehr wurden wissenschaftliche Grundlagen geschaffen, aus denen z. B. Richtlinien für Zulassungsverfahren abgeleitet werden können.

1.3 Ausgangsbasis für das Forschungsvorhaben

Am Lehrstuhl von Prof. Dr.-Ing. Schnell an der TU Kaiserslautern wurden die Zulassungsversuche für den ersten GfK-Verbindungsanker (TM-Anker [7]) in Deutschland durchgeführt. Fragen zur Dauerhaftigkeit wurden in diesem Zusammenhang befriedigend beantwortet. Darüber hinaus wurden zwischenzeitlich im Zusammenhang mit Zulassungsverfahren von GfK-Elementen im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik Forschungsvorhaben zur Dauerhaftigkeit durchgeführt, deren Ergebnisse vorliegen. Weiterhin wurden bisher verwendete Rechenmodelle [8] für neue Anwendungsfälle erweitert. Die Tragfähigkeit von GfK-Stäben hinsichtlich ihrer Einbindung in die Tragschale ist geklärt.

Eine umfangreiche Literaturrecherche im Bereich der strukturellen Klebtechnik [10-22] zum Verbinden von unterschiedlichen Materialien miteinander [23-26] und im Bereich der Entwicklung, Optimierung und Visualisierung von Konzept, Konstruktion und Wirtschaftlichkeit vom architektonischen Fassadensystem [27-35] wurde durchgeführt. Zum vollflächigen Verkleben von Betonkörpern wurden erste Ergebnisse veröffentlicht [36]. Zur punktförmigen Halterung von thermisch und mechanisch beanspruchten Fassadenplatten mittels Klebtechnik, die Beton und Befestigungsmittel aus GfK verbindet, liegen bisher keine Arbeiten vor.

Das Fassadensystem ist ein Fertigteil (Abb. 1.1), das im Werk hergestellt und vorgefertigt zu Baustelle transportiert wird und dort nur noch montiert werden muss.

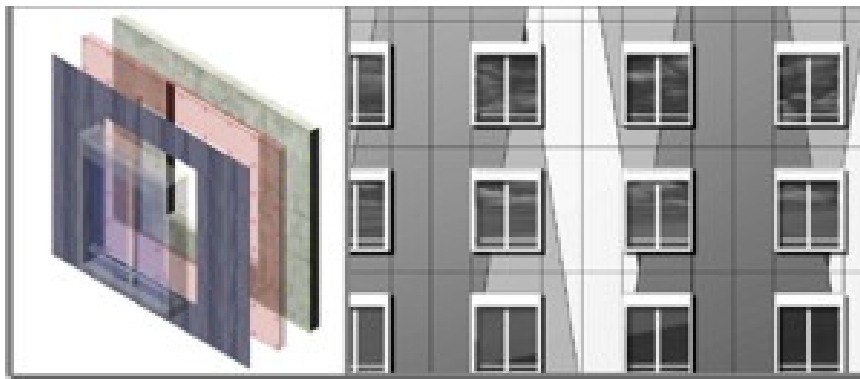


Abb. 1.1: Fassadensystem als ein Fertigteil [96]

Das Fassadensystem ist hinterlüftet (Abb. 1.4) und besteht hauptsächlich aus vier Elementen (Abb. 1.2 – 1.4) : Tragschale aus Beton C40/50, Wärmedämmung, GfK Anker und Fassadenplatte aus Hochleistungsbeton.

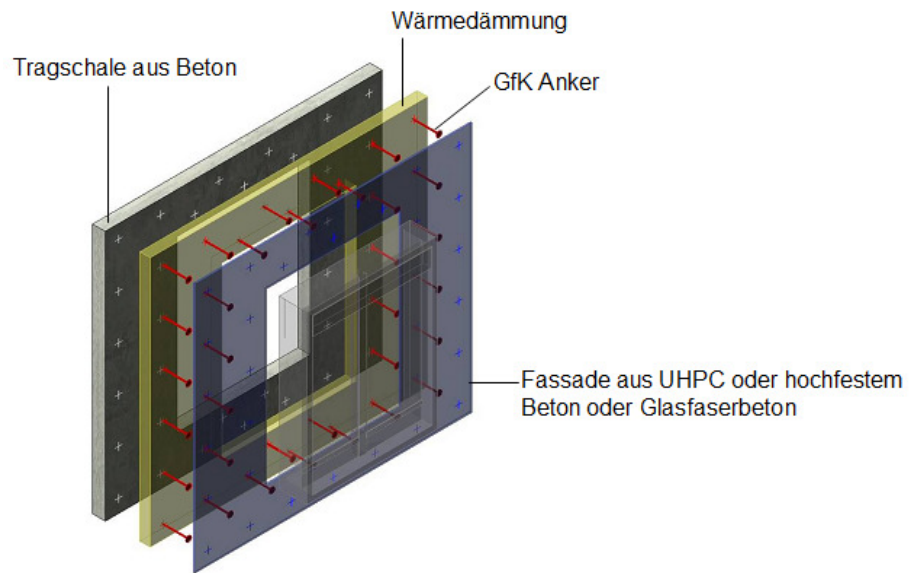


Abb. 1.2: Aufbau des Fassadensystems [96]

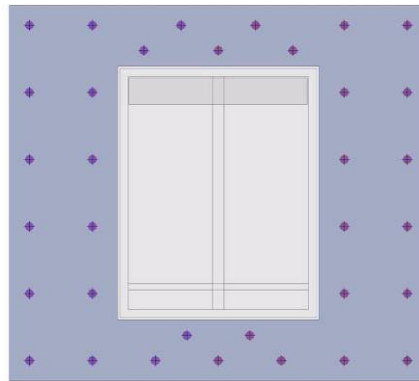


Abb. 1.3: Vorderansicht eines Fassadenfertigteils [96]

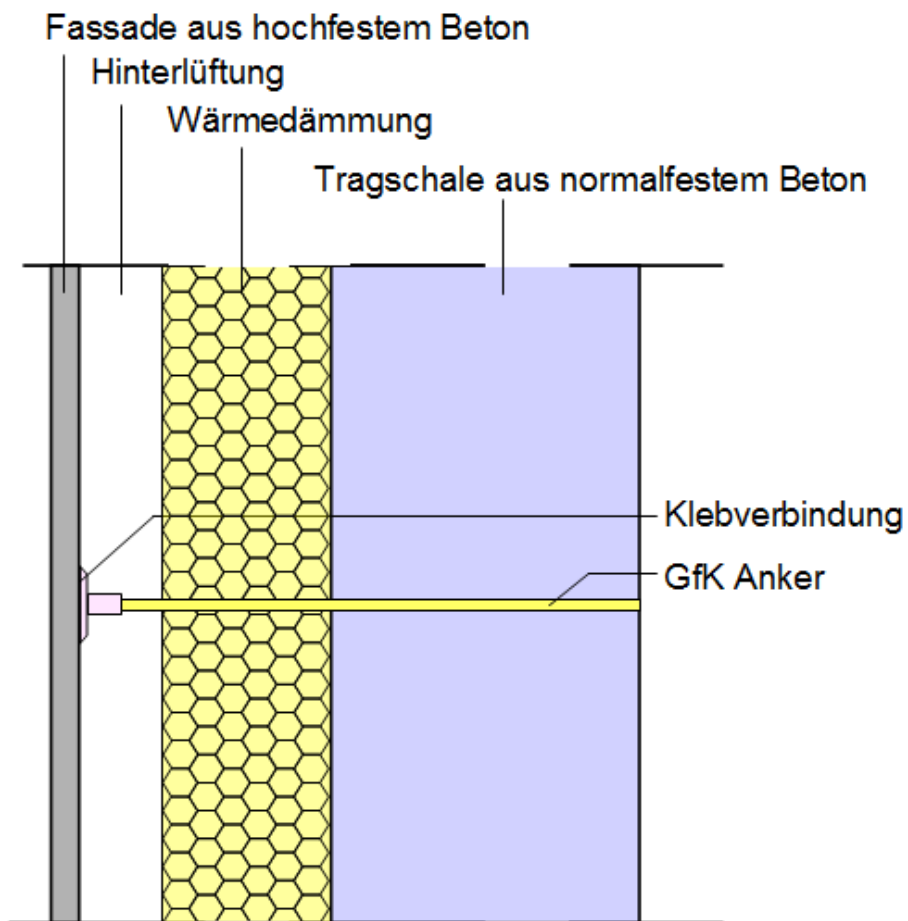


Abb. 1.4: Querschnitt des hinterlüfteten Fassadensystems

In Abb. 1.5 ist die Wirkungsweise des hinterlüfteten Fassadensystems gezeigt. Aufgaben des Hinterlüftungsraumes sind: Feuchtschutz der dahinter liegenden Schicht, Ableitung von Luftfeuchtigkeit und Verhinderung eines Wärmestaus. Die Dämmschicht ist zwischen Untergrund und Belüftungsraum angeordnet und dient zur Verbesserung des Wärme- und/oder Schalldämmvermögens. In bestimmten Fällen muss die Dämmschicht auch brandschutztechnische Anforderungen erfüllen.

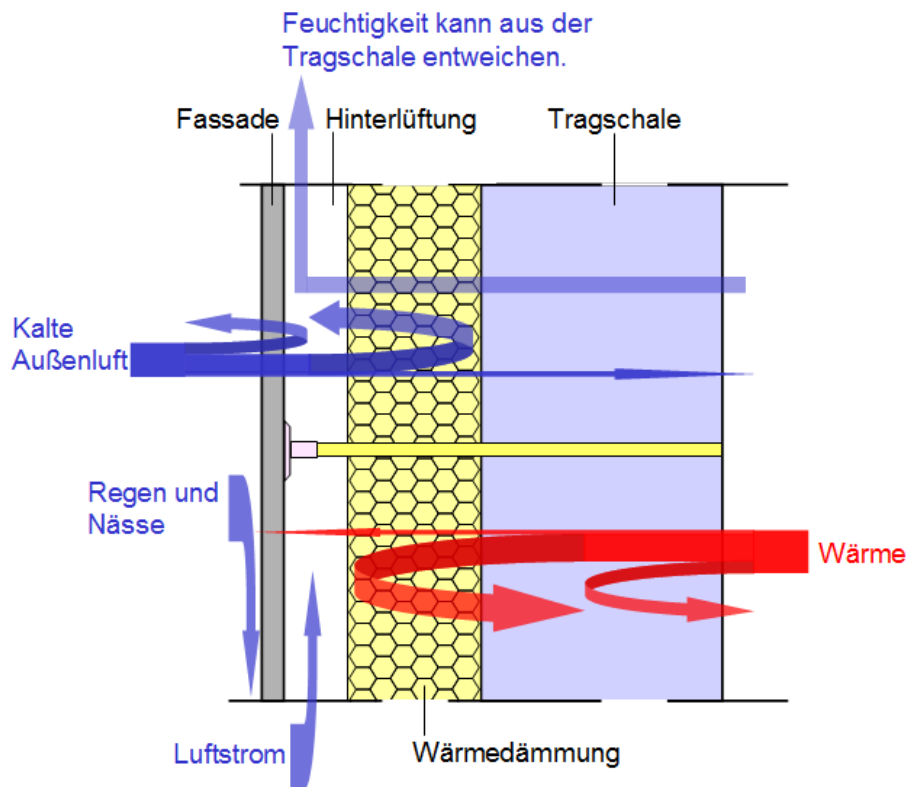


Abb. 1.5: Systemaufbau des hinterlüfteten Fassadensystems

Das schematische Herstellverfahren ist in der Abb. 1.6 dargestellt. Die Herstellung des Fassadensystemfertigteils wird in einem Fertigteilverk durchgeführt. Zunächst wird die Tragschale betoniert. Auf den frischen Beton wird die Wärmedämmung gelegt. Anschließend werden die GfK Anker in den frischen Beton gedrückt.

Die Elemente der Vorsatzschale müssen ein Alter von mindestens etwa sieben Tagen aufweisen, bevor sie auf die GfK-Telleranker geklebt werden. Dabei sind die Klebstellen an der Plattenrückseite vorzubehandeln (s. u.).

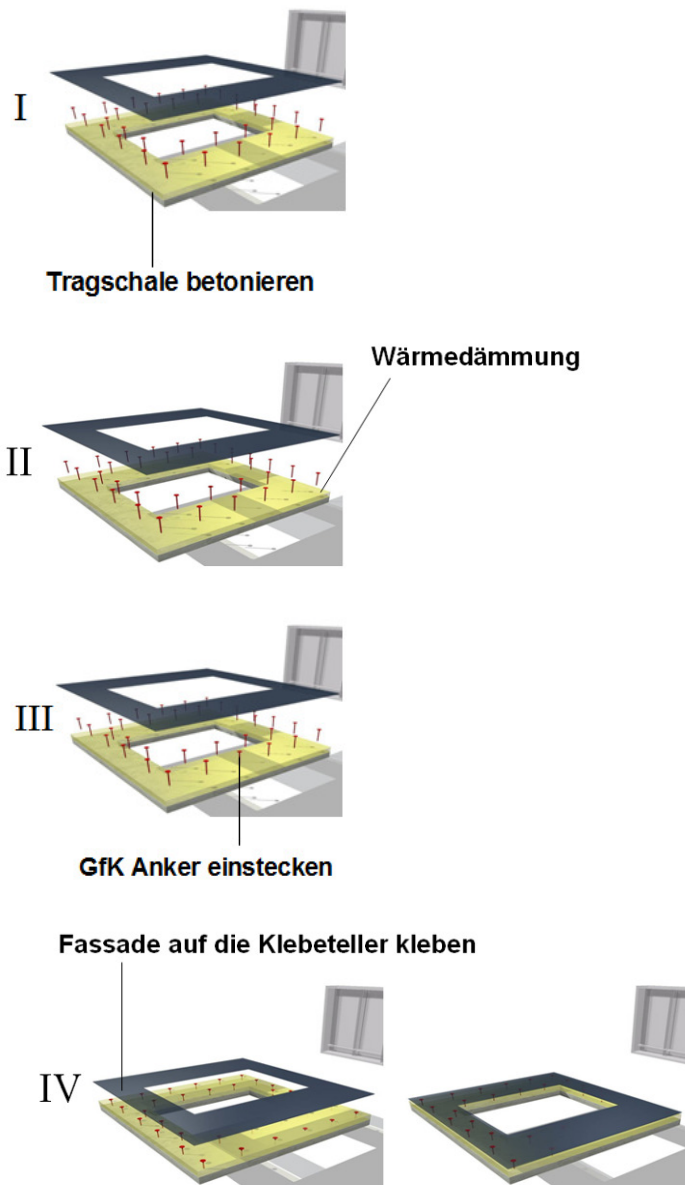


Abb. 1.6: Schematische Darstellung des Herstellverfahrens des hinterlüfteten Fassadensystems [96]

2 Stand der Forschung

2.1 Beton für Vorsatzschalen

2.1.1 Ultrahochfester Beton (engl.: *Ultra High Performance Concrete*, gebräuchliche Abkürzung UHPC) [126]

Ultrahochfester Beton ermöglicht zum einen filigranere Konstruktionen als im herkömmlichen Massivbau. Zum anderen darf man sich durch ultrahochfesten Beton (UHFB) – oder Ultrahochleistungsbeton / Ultra High Performance Concrete (UHPC) – einen Fortschritt im Hinblick auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften von Betonbauwerken erhoffen.

Als „ultrahochfest“ werden Betone bezeichnet, die Druckfestigkeiten oberhalb der in DIN EN 206-1 definierten Festigkeitsklasse C100/115, insbesondere über 150 N/mm² erreichen. Sie bedürfen bei einer Anwendung im Bauwesen in Deutschland z. Zt. einer Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassung bzw. einer Zustimmung im Einzelfall.

Ultrahochfeste Betone werden durch besondere Eigenschaften charakterisiert. Diese Eigenschaften sind:

- eine sehr große Dichtheit,
- ein sehr hoher Widerstand gegen physikalische oder chemische Einwirkungen,
- eine sehr hohe Festigkeit.

Der Begriff „Hochleistungsbeton“ entwickelte sich ursprünglich aus dem Begriff „Ultrahochfester Beton“. „Hochleistungsbeton“ bedeutet, dass bei vielen Anwendungen die Dauerhaftigkeit des Betons ebenso wichtig, wenn nicht von noch größerem Interesse ist, als die Druckfestigkeit. Da der Widerstand von Beton gegen äußere chemische oder mechanische Beanspruchungen wesentlich durch ein besonders dichtes und festes Gefüge bestimmt wird, unterscheiden sich hochfeste Betone und Hochleistungsbetone aus betontechnologischer Sicht im Regelfall nicht.

Der heutige Hochleistungsbeton ist als Fünf-Stoff-System bekannt, bei dem Zement, Wasser, Gesteinskörnungen, Zusatzmittel sowie Zusatzstoffe miteinander angemischt werden. Angestrebt wird vor allem eine sehr dichte Packung der Feinstoffe unter 0,125 mm Körngröße (Zement, Mikrosilika, Quarzmehl etc.) und ein Wasser-Zement-Verhältnis von rund 0,20 [85] (Normalbeton 0,45 bis 0,70). Im Rahmen der meisten Anwendungen ist für UHPC die Zugabe von Fasern (Faserbeton), z. B. aus Stahl oder Kunststoff unerlässlich. Dadurch kann die schlaffe Bewehrung entfallen. Beispielhaft steht hierfür die Sherbrooke-Brücke in Quebec/Kanada, deren Konstruktion bis auf ein einfaches Vorspannsystem vollständig auf herkömmlichen Betonstahl verzichtet. Ein deutsches Praxisbeispiel ist die im Jahr 2007 in Kassel gebaute Fuldabrücke aus UHPC, die „Gärtnerplatzbrücke“ [112-115]. Es handelt sich um eine 140 m lange, 5 m breite hybride Stahl-/UHPC-Konstruktion mit einem Brückendeck und vorgespannten Längsträgern aus UHPC. Weltweit erstmalig wurden dabei die tragenden UHPC-Teile miteinander verklebt.

Verglichen mit Normalbeton weisen Tragstrukturen aus UHPC wegen der geringen Abmessungen niedrige Eigenlasten auf. Die hohe Festigkeit ermöglicht wesentlich leichtere, filigrane und dennoch hoch tragfähige und sehr dauerhafte Betonbauten. UHPC ist auch als Verguss- oder Beschichtungsmaterial für Kraffteinleitung- und Übertragungsbereiche sowie für die Instandsetzung stark beanspruchter Tragwerke geeignet.

Eine technologische Besonderheit von UHPC ist eine hohe Gefügedichte, die bei optimaler Herstellung und Nachbehandlung fast keine Poren aufweist. So wurden bei wärmebehandeltem UHPC Kapillarporenanteile von nur noch 1,5 bis 1,8 Volumenprozent erreicht. Ein normalfester Beton (C 45/50) hat üblicherweise 15 Volumenprozent. Dadurch ist UHPC praktisch dicht gegen Flüssigkeiten, Gase und auch Chloride. Die auch gegenüber hochfestem Beton wesentlich verbesserte Dauerhaftigkeit ermöglicht den Einsatz von UHPC im betonaggressiven Milieu, z. B. im Kanalisations- und Anlagenbau der chemischen Industrie. Eine Minimierung von Bauschäden infolge von eindringenden Chloriden, Sulfaten und anderen angreifenden Stoffen ist daher möglich. Nachteilig wirkt sich die Gefügedichte allerdings im Brandfall aus. Hier führt sie zu oberflächlichen Abplatzungen (durch rasches Entweichen des Porenwasserdampfdruckes), die allerdings durch Zugabe von Kunststofffasern, die im Brandfall schmelzen und künstliche Poren bilden, vermindert werden können. Ferner werden die Möglichkeiten der Nanotechnologie bei der Erforschung von UHPC genutzt [109-110].

Stand im Zuge der UHPC-Entwicklung lange die Erhöhung der Druckfestigkeit im Vordergrund, so wird heutzutage mehr Wert auf die Betonkennwerte wie Elastizitätsmodul, Zugfestigkeit und Dauerhaftigkeit gelegt. Hohe Druckfestigkeiten brachten nicht nur den Vorteil von schlankeren Konstruktionen, sondern zugleich traten auch neue Versagensmechanismen auf, welche bis dato im Betonbau keine wesentliche Rolle spielten. Beispielhaft sei nur das Schwingverhalten, das Beulen und das Stabilitätsversagen schlanker Konstruktionen genannt, das bisher nur bei Stahl eine Rolle spielte.

Den bisher dokumentierten Entwicklungsstand stellt in erster Linie der DAfStb-Sachstandbericht „UHPC“ aus dem Jahre 2008 dar [130]. Einen tief greifenden Einblick in abgeschlossene und noch bestehende Forschungsbereiche gewähren unter anderem die Kongressbände „Ultra High Performance Concrete (UHPC)“ der Universität Kassel aus den Jahren 2004 und 2008 [131-132]. Einen Großteil aktueller Forschungsbestrebungen stellen theoretische und empirische Ansätze zur Optimierung der Gefügedichte, zur Dauerhaftigkeit und zur stoffgerechten Bemessung und Konstruktion dar.

Die Deutsche Forschungsgemeinschaft hat zur weiteren Entwicklung von UHPC ein Schwerpunktprogramm eingerichtet, das von der Universität Kassel koordiniert wird. Das mit rund 9 Millionen Euro ausgerüstete Programm soll dazu verhelfen, UHPC zu einer Regelbauweise des Betonbaus werden zu lassen.

Der UHPC ist vor allem wegen seiner hohen Festigkeit besonders gut für leichte Vorsatzschalen geeignet.

2.1.1.1 Zusammensetzung des UHPCs

Zur Entwicklung der Zusammensetzung des UHPCs wurden zur Minimierung des verbleibenden Hohlraums zahlreiche Forschungen betrieben [83, 106-125, 131-132]. In der folgenden Tabelle sind beispielhaft an der Universität Kassel entwickelte Zusammensetzungen für UHPC-Mischungen dargestellt (M1, M1Q und M2Q)

Bei M1Q handelt es sich zum Beispiel um einen ultrahochfesten Feinkornbeton mit einem Größtkorn von 0,5 mm und einer Zyl. Druckfestigkeit von etwa 150 N/mm². Der hochfeste Referenzbeton 1 aus Kapitel 3.1.2.1.1, der in der vorliegenden Arbeit verwendet wird, ist ein an der TU Kaiserslautern entwickelter Feinkornbeton mit einem Größtkorn von 0,5 mm und einer durchschnittlichen Zyl. Druckfestigkeit von etwa 135 N/mm²

UHPC	Einheit	M 1	M 1Q	M 2Q	B 1
Zement	Kg/m ³	900	733	832	800
Quarzsand 0,125/0,50 mm	Kg/m ³	1016	1008	975	440
Basaltsand 0,125/0,50 mm	Kg/m ³	-	-	-	-
Basalt 2/8	Kg/m ³	-	-	-	870
Mikrosilica	Kg/m ³	225	230	135	200
Stahlfasern	Kg/m ³	192	192	192	192
Quarz I	Kg/m ³	-	183	207	-
Quarz II	Kg/m ³	-	-	-	-
Vol.-% Feinstoff < 0,125 mm	l/m ³	387	405	403	344
Fließmittel	Kg/m ³	28,2	28,6	29,4	25,0
Wasser	l/m ³	185	161	166	165
Wasser- (w/z) Feststoff-Verh. w/b ¹⁾	-	(0,23) 0,18	(0,24) 0,19	(0,22) 0,19	(0,23) 0,18
Vol.-% Wasser und Feinstoff < 0,125 mm	l/m ³	600	595	598	534
Ausbreitmaß	cm	55	55	65	55
Zyl. Druckfestigkeit 28d in Wasser 20 °C	N/mm ²	-	148-152 (150) ²⁾ (163) ³⁾	-	127-142 (135) ²⁾
Zyl. Druckfestigkeit nach 90 °C Wärmebehandlung (2 Tage), Alte = 28d	N/mm ²	152-158 (155) ²⁾	184-206 (195) ²⁾	182-203 (189) ²⁾	182-184 (183) ²⁾

Tab. 2.1-1: Zusammensetzung und Eigenschaften Ultra Hochfester Betone am Beispiel von M1, M1Q, M2Q und B1 aus [83]

- 1) Unter Berücksichtigung des Fließmittels (60% Wassergehalt)
- 2) Mittelwert aller Probekörper
- 3) Mittlere Druckfestigkeit aller Probekörper mit 4 Vol.-% Stahlfasern

UHPC	Einheit	B 1Q	B 2Q	B 3Q	B4B
Zement	Kg/m ³	630	723	580	700
Quarzsand 0,125/0,50 mm	Kg/m ³	433	425	354	-
Basaltsand 0,125/0,50 mm	Kg/m ³	-	-	-	462
Basalt 2/8	Kg/m ³	867	850	711	800
Mikrosilica	Kg/m ³	197	118	177	92
Stahlfasern	Kg/m ³	192	192	194	192
Quarz I	Kg/m ³	158	181	325	-
Quarz II	Kg/m ³	-	-	131	290
Vol.-% Feinstoff < 0,125 mm	l/m ³	350	350	439	381
Fließmittel	Kg/m ³	24,7	25,6	30,4	27,0
Wasser	l/m ³	151	157	141	150
Wasser- (w/z) Feststoff-Verh. w/b ¹⁾	-	(0,27) 0,20	(0,24) 0,21	(0,28) 0,21	(0,24) 0,21
Vol.-% Wasser und Feinstoff < 0,125 mm	l/m ³	526	533	600	547
Ausbreitmaß	cm	55	65	65	50
Zyl. Druckfestigkeit 28d in Wasser 20 °C	N/mm ²	155-172 (164) ²⁾ (201) ³⁾	-	-	-
Zyl. Druckfestigkeit nach 90 °C Wärmebehandlung (2 Tage), Alte = 28d	N/mm ²	191-210 (205) ²⁾	191-202 (194) ²⁾	225	180-199

Tab. 2.1 -2: Zusammensetzung und Eigenschaften Ultra Hochfester Betone am Beispiel von B1Q, B2Q, B3Q und B4Q aus [83]

1) Unter Berücksichtigung des Fließmittels (60% Wassergehalt)

2) Mittelwert aller Probekörper

3) Mittlere Druckfestigkeit aller Probekörper mit 4 Vol.-% Stahlfasern

In der folgenden Tabelle ist die entwickelte UHPC-Mischung ohne Mikrosilica dargestellt.

Zement [kg/m ³]	609
Quarzsand < 125 µm [kg/m ³]	402
Quarzsand < 0,5 mm [kg/m ³]	442
Mikrosilica	-
Gebrochener Basalt 2/5 mm [kg/m ³]	873
Lange Stahlfasern [kg/m ³]	41
Kurze Stahlfasern [kg/m ³]	61
Wasser [kg/m ³]	158
Fließmittel ¹⁾ [kg/m ³]	18,27
W/Z-Wert	0,26
Druckfestigkeit 28 T, 20 °C [N/mm ²]	190 ²⁾
Biegezugfestigkeit 28 T, 20 °C [N/mm ²]	23

Tab. 2.2: Zusammensetzung und Eigenschaften Ultra Hochfester Betone am Beispiel aus [106]

1) Polycarboxylatether

2) Prisma 16 cm x 4 cm x 4 cm

2.1.1.2 Materialeigenschaften

Fehling [83] hat die Eigenschaften des UHPCs in Tab. 2.1 untersucht. Die verwendeten Prüfkörper und die wesentlichen Prüfverfahren sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Art der Prüfung	Prüfkörper D/H bzw. L/B/H [mm]	Prüfalter/ Wechsel	Lagerung	Prüfung nach
Druckfestigkeit	Prismenhälfte 40 x 40 Zylinder 150/300	7, 28, 56, 180d Bis 2a	a) Wasserlagerung bis Prüfung 20 °C b) 2d 90 °C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 1048
Zugfestigkeit	Prismen 160x40x40 Gevoutete Zylinder 90/300	7, 28, 56, 180d Bis 2a	a) Wasserlagerung bis Prüfung 20 °C b) 2d 90 °C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 1048
Biegezug- festigkeit	Prismen 160x40x40 Balken 700x150x150	7, 28, 56, 180d Bis 2a	a) Wasserlagerung bis Prüfung 20 °C b) 2d 90 °C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 1048
Autogenes Schwinden	Zylinder 150/300	ab 30 min	Lagerung bei 20 °C	-
Trocknungs- schwinden	Zylinder 150/300	ab 2 Tage	Lagerung bei 20 °C / 65 r.F.	DIN 1048 Ergänzungen des DafStb

Tab. 2.3-1: Zusammenstellung der Prüfkörper und Prüfverfahren [83]

Art der Prüfung	Prüfkörper D/H bzw. L/B/H [mm]	Prüfalter/ Wechsel	Lagerung	Prüfung nach
Carbonatisierung	Zylinder 150/300 Balken 700x150x150	7, 28, 56, 90, 180 Tage bis 3 Jahre	a) Normklima 20 °C / 65 r.F. b) im Freien ungeschützt	DIN 1048 Ergänzungen des DafStb
Sulfatangriff	Zylinder 150/300 Balken 700x150x150	Bis 90 Tage	Sulfatlösung 16, 1g Na ₂ -So ₄ /100 ml Wasser	In Anlehnung an DIN EN 1367-2
Frost-Tausalz- Widerstand	Würfel 200x100x150	Bis 112 F-T-Wechsel	a) Wasserlagerung	CDF-Test nach Setzer
Brandwiderstand	Zylinder 150/300	28d	a) bis 28.d Wasserlagerung danach 14d Normklima b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	DIN 4102- 1
Dauerschwing- festigkeit bei Druckbean- spruchung	Zylinder 150/300	ab 28d	b) 2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	-
Schub- und Biegetrag- verhalten	Bewehrte Balken 1900x180x200	28d	2d 90°C danach Normklima 20/65r.F. bis Prüfung	-

Tab. 2.3-2: Zusammenstellung der Prüfkörper und Prüfverfahren [83]

In Kapitel 3.1.2.1.1 wird die Druckfestigkeit des Referenzbeton 1 am Zylinder 150/300 mm geprüft.

2.1.1.2.1 Druckfestigkeit des UHPCs

Die Druckfestigkeit der faserhaltigen Betone nach Tabelle 2.1 und ihre zeitliche Entwicklung bei Wasserlagerung und bei einer frühzeitigen Wärmebehandlung bei 90 °C kann folgender Tabelle entnommen werden [83].

Prüfkriterium	UHPC – Mischungen					
	M1Q WL	M1Q 90°C	Differenz	B3Q WL	B3Q 90°C	Differenz
Druckfestigkeit [N/mm ²]						
fc nach 7 d	128	200	+72	140	195	+55
fc nach 28 d	153	208	+55	158	205	+47
fc nach 56 d	180	222	+42	186	> 226 ¹⁾	> +40
Rohdichte [kg/dm ³]	2,50	2,52		2,51	2,59	

Tab. 2.4: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit der gefaserten Ultra-Hochfesten Betone M1Q und B3Q, WL-Wasserlagerung 20 °C, 90 °C – Warmbehandlung für 48h [83]

1) Maximallast der Prüfmaschine erreicht

Man sieht, dass diese Festigkeiten des UHPCs für die Verwendung in der Vorsatzschale ausreichend ist. Aus der vorherigen Tabelle geht hervor, dass die Vorsatzschale aus ultrahochfestem Feinkornbeton nach 7 Tagen im Werk montiert werden sollte da die Festigkeit bereits ausreichend ist. Nach 28 Tagen kann das Fassadensystem an einem Gebäude installiert werden. Nach 2 Monate steigt die Festigkeit der Vorsatzschale aus ultrahochfestem Feinkornbeton immer noch an. Diese Idee wird in Kapitel 3.3.5 verwendet.

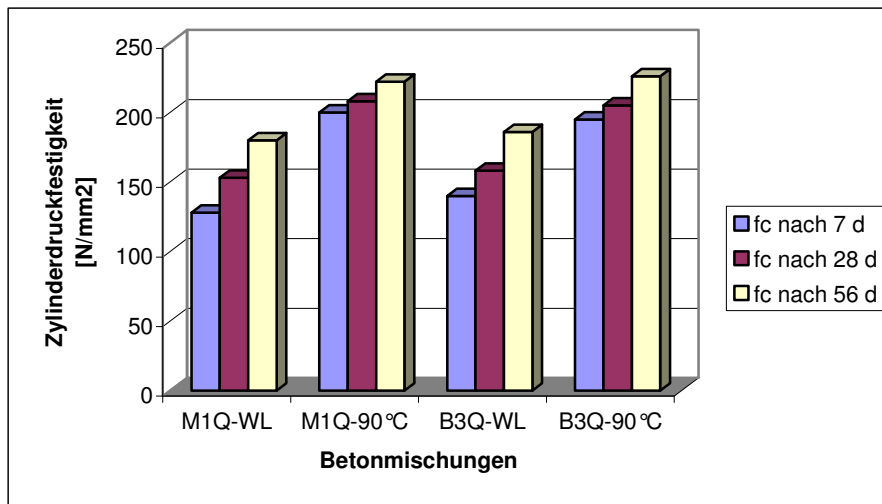


Abb. 2.1: Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Probenalter [83]

Die Druckfestigkeit der bei 90 °C wärmebehandelten Prüfkörper war mit 195 bis rund 226 N/mm² je nach Prüfzeitpunkt zwischen rund 40 und rund 70 N/mm² größer als diejenige der gleich zusammengesetzten, dauernd wassergelagerten Prüfkörper. Nach 56 Tagen betrug der Unterschied bei beiden untersuchten Betonen M1Q und B3Q rund 40 N/mm² oder mehr als 20 %. Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeiten ist in Abb. 2.1 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich bei den wärmebehandelten Proben die Druckfestigkeit nach 7 Tagen bereits zu 90 % ausgebildet hat. Bei den wassergelagerten Proben lag die erreichte Druckfestigkeit nach 7 Tagen bei 70 % der Endfestigkeit [83].

Der Einfluss der Fasern auf die Festigkeit wurden am Beton B3Q/90°C für die mit und ohne 2,5-Vol.% Stahlfasern erreichte Druckfestigkeit verglichen (siehe Tabelle 2.5). Die Druckfestigkeit des faserhaltigen Betons war rund 15 % höher als ohne Fasern [83].

Zylinder	Druckfestigkeit in [N/mm ²]		Differenz
	B3Q –90 °C ohne Fasern	B3Q-90 °C mit 2,5 Vol.% Fasern	
1	181	202	
2	192	211	
3	177	208	
4	178		
Mittelwert	182	207	26

Tab. 2.5: Zeitliche Entwicklung der Zylinderdruckfestigkeit des gefaserten Ultra-Hochfesten Betones [83]

2.1.1.2.2 Spannungs-Dehnungs-Linie bei einaxialem Druck

Das typische Bruchbild eines Ultra-Hochfesten Betons ohne und mit Faserzusatz ist in Abb. 2.2 – 2.3 zu sehen [83].

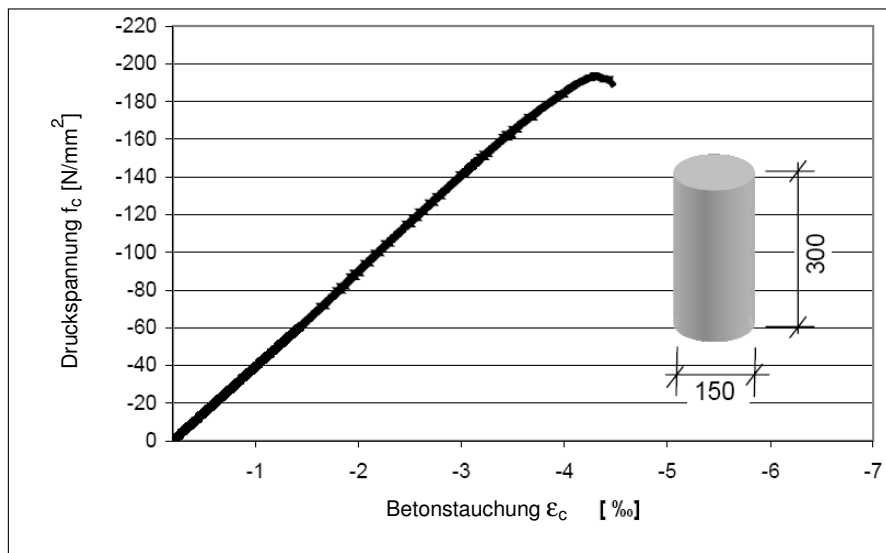


Abb. 2.2: Spannungs-Dehnungs-Linie eines UHPC ohne Fasern, Mischung B3Q-90°C [83]

Der Prüfkörper des Betons ohne Fasern versagte beim Erreichen der Festigkeit schlagartig. Das Verformungsverhalten bei Druckbeanspruchung unterschied sich damit – ähnlich wie beim Hochfesten Beton – deutlich von Normalbeton, bei dem die Stauchungen üblicherweise bereits ab etwa 40 % der Druckfestigkeit überproportional zunehmen, weil sich in der Betonstruktur zunehmend energieverzehrende Mikrorisse bilden. Nach Erreichen der Festigkeit ist

Normalbeton durchaus in der Lage, abnehmende Druckbeanspruchungen bei Dehnungszunahme zu ertragen [83].

Durch die Zugabe einer ausreichenden Menge von Stahlfasern kann das Verhalten von Ultra-Hochfestem Beton duktil gestaltet werden, wie Abb. 2.3 zeigt [83].

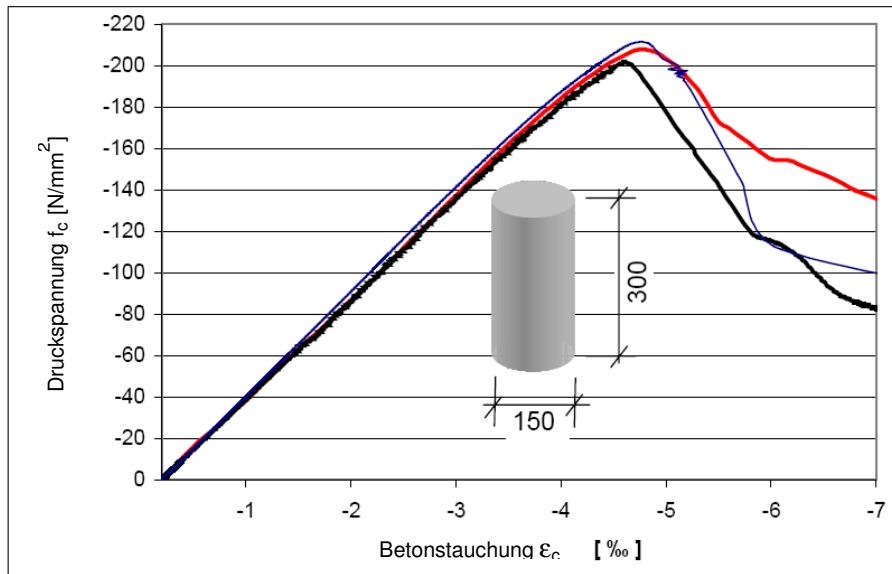


Abb. 2.3: Spannungs-Dehnungs-Linien von 3 Probekörpern UHPC B3Q-90°C + 2,5Vol.-% 9 mm langen Fasern [83]



Abb. 2.4: Prüfzylinder ohne Stahlfasern und Prüfzylinder mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [83]

Aufgrund des duktilen Verhaltens des ultrahochfesten Betons laut vorherigen Abb. sollte die Vorsatzschale aus einem mit Stahlfasern versetzten, ultrahochfestem Beton hergestellt werden, um einen spröden Ausfall zu vermeiden. In Kapitel 3.1.2.1.1 wird der in der vorliegenden Arbeit verwendete Beton zusätzlich mit Stahlfasern verstärkt.

2.1.1.2.3 Einaxiale Zugfestigkeit des UHPCs

Die einaxiale Zugfestigkeit wurde von Fehling [83] an zwei unterschiedlichen Prüfkörperarten, zum einem an 160x40x40 mm großen Prismen und zum anderem an gevouteten zylindrischen Prüfkörpern nach Abb. 2.5, geprüft. Die Zugfestigkeit beim gevouteten zylindrischen Prüfkörper beträgt ca. 7 N/mm².

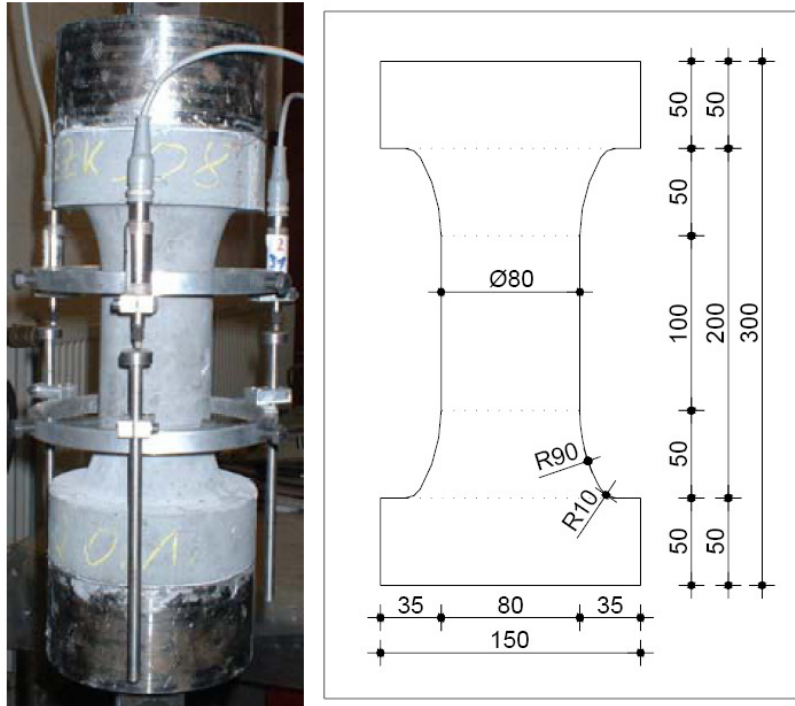


Abb. 2.5: Foto und Skizze des gevouteten zylindrischen Prüfkörpers [83]

Prisma	Alter bei Prüfung	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Mittelwert der Zugfestigkeit [N/mm ²]
1.1	7 d	13,88	14,17
1.2		13,90	
1.3		14,75	
2.1	28 d	12,21	13,32
2.2		14,28	
2.3		13,48	
3.1	28 d	16,66	15,71
3.2		14,95	
3.3		15,53	

Tab. 2.6: Einaxiale Zugfestigkeiten der unterschiedlich gelagerten Prismen 1.1 – 3.3 der Mischung M1Q mit 2,5 Vol. % Stahlfasern [83]

Prüf- körper	Alter bei Prüfung	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Mittelwert der Zugfestigkeit [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient
1	7d	7,88	7,04	0,574	0,081
2		6,09			
3		8,04			
4		6,74			
5		6,89			
6		6,65			

Tab. 2.7: Einaxiale Zugfestigkeiten von gevouteten zylindrischen Prüfkörpern der Mischung B3Q mit 2,5 Vol % Stahlfasern [83]

Im Vergleich zu den Prüfungen an Prismen sind die Zugfestigkeiten der Prüfungen an gevouteten zylindrischen Prüfkörpern deutlich geringer. Die Erklärung hierfür ist, dass die Prüfkörper stehend hergestellt wurden. Bei ausreichendem Zementleimgehalt orientieren sich die Fasern bei dieser Herstellung eher senkrecht zur Einführrichtung. Wenn die Prüfkörper parallel zur Längsachse gezogen werden, ist ein geringerer Teil der Fasern wirksam als z.B. bei den horizontal betonierten Prismen [83].

Um eine Realitätsnähe zu simulieren, werden die knochenförmigen Prüfkörper des Zugversuches von Referenzbeton 1 wie in Kapitel 3.1.2.1.1 dargestellt mit den Abmessungen von 24 x 40 mm geprüft. Der Beton wurde zuvor senkrecht zur längeren Richtung des Prüfkörpers eingebracht.

2.1.1.2.4 Biegezugfestigkeit des UHPCs

Die Biegezugfestigkeit wurde von Fehling [83] an Prismen mit den Abmessungen 160x40x40 mm in Anlehnung an DIN EN 196-1 und an Betonbalken mit den Dimensionen 700x150x150 mm nach DIN 1048 Teil 5 geprüft. Die Biegezugfestigkeit beträgt ca. 11 – 36 N/mm² und hängt von der Wärmebehandlung sowie dem Maßstabseinfluss ab.

Die Ergebnisse in der folgenden Tabelle zeigen, dass ultrahochfester Feinkornbeton und ultrahochfester Grobkornbeton im Allgemeinen wegen ihrer ausreichenden Biegezugfestigkeit im Vergleich zu der notwendigen charakteristischen Biegezugfestigkeit von 11 N/mm² nach Kapitel 6.3 für die Vorsatzschale verwendet werden sollten. Trotzdem wurde, um die Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 1 nach Kapitel 3.1.2.1.1 zu simulieren, eine 15 mm dicke Vorsatzschale durch einen Prüfkörper mit den Abmessungen 15 x 50 x 300 mm geprüft.

Probekörper	Probentyp	Einaxialer Zug		Biegezug				
		Prisma 160 * 40 * 40	Balken 700 * 150 * 150	Prisma 160 * 40 * 40	Balken 700 * 150 * 150		Balken 700 * 150 * 150	
Beton		M1Q	B3Q	M1Q	M1Q	B3Q		
Nachbehandlung		90°C	90°C	90°C	WL	90°C	WL	90°C
Betonrichtung		liegend	stehend	liegend	liegend			
Bruchenergie $G_{F,10\%}$ [N/m]	7d	16757		-				
	28d	14555	12932	18052		19892		
	28d*	17014		19820	-		-	-
Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]	7d	14,2		34,7	11,1	22,1	18,3	18,0
	28d	13,3	7,0	35,7	13,3	22,2	20,4	17,9
	56d	17,7		36,3	16,2	22,1	24,2	18,1

Abb. 2.6: Gegenüberstellung der Zugfestigkeiten der Mischungen M1Q und B3Q mit Fasern bei verschiedenen Prüfkörpergeometrien [83]

* Proben mit 25 Tagen Wärmebehandlung bei 90° C.

2.1.1.2.5 Kriechen des UHPCs

Die einaxiale Kriechverformung bei Druckbeanspruchung von 30 % der Druckfestigkeit wurde von Fehling [83] an zylindrischen Prüfkörpern mit einem Durchmesser von 70 mm und einer Höhe von 140 mm untersucht.

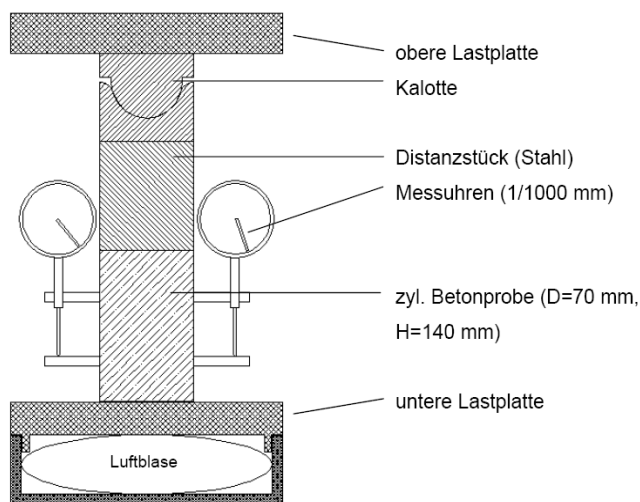


Abb. 2.7: Aufbauschema der Kriechversuchsstände

Belastungsalter [d]	M1Q Wasser [‰]	M1Q 90°C [‰]	B3Q Wasser [‰]	B3Q 90°C [‰]
0	0,650	1,650	0,731	1,506
1	0,671	1,785	0,786	1,588
5	0,734	1,840	0,824	1,638
15	0,732	1,869	0,910	1,694
30	0,682	1,919	0,988	1,750
45	0,650	1,913	0,998	1,781
60	0,642	1,950	1,028	1,788
90	-	1,963	1,081	1,800
φ_{t90}	-	0,189	0,470	0,195

Tab. 2.8: Verformung in [‰] bei 30% und 45% der Bruchlast bei 20°C und 55% rel. Luftfeuchte [83]

Das Kriechen der Vorsatzschale aus dem hochfesten Beton kann in der vorliegenden Arbeit vernachlässigt werden, weil es keine entsprechend große gleichmäßige Druckspannung in der Vorsatzschale gibt.

2.1.1.2.6 Autogenes Schwinden des UHPCs

Die Verformung durch autogenes Schwinden wurde von Fehling [83] an vollständig versiegelten, zylindrischen Prüfkörpern mit einer Länge von 1500 mm und einem Durchmesser von 150 mm mit induktiven Wegaufnehmern mit einer Messgenauigkeit von 1/1000 mm bei einer Umgebungstemperatur von konstanten 20°C ± 2°C gemessen.

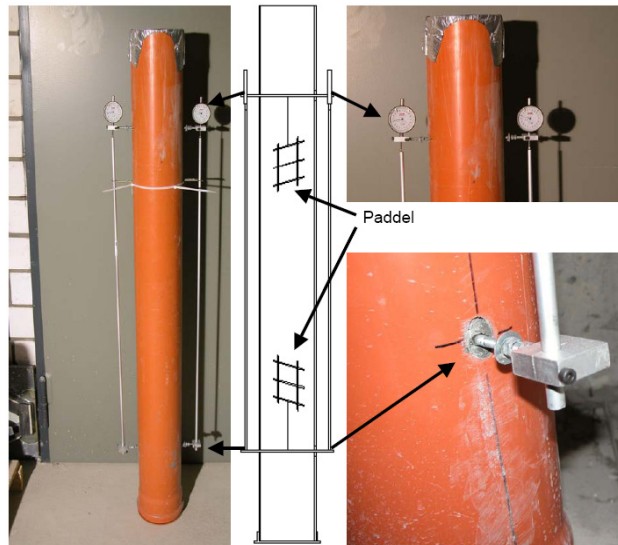


Abb. 2.8: Versuchsaufbau zur Messung des autogenen Schwindens; H=1500 mm, D=150 mm, Messweg=1000 mm [83]

Das autogene Schwindmaß von UHPC ist deutlich höher als das vom Normalbeton. Das autogene Schwinden beträgt ca. $-0,9$ mm/m. [88]

Innerhalb des Messzeitraums von 100 Stunden beträgt das autogene Schwinden beim Grobkornbeton B3Q etwa $0,44$ mm/m und beim Feinkornbeton mit und ohne Fasern etwa $0,50$ bis $0,56$ mm/m [83].

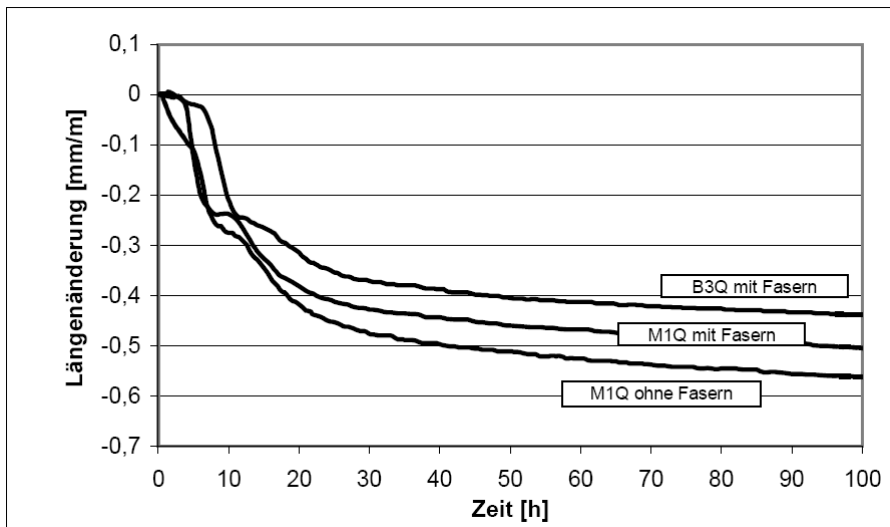


Abb. 2.9: autogene Schwindverformung innerhalb der ersten 100 Stunden [83]

Nach rund 62 Tagen war das Schwindmaß des gefaserten Grobkornbetons B3Q mit ca. $0,62$ mm/m um rund 33 % kleiner als das des gefaserten Feinkornbetons M1Q mit rund $0,82$ mm/m [83].

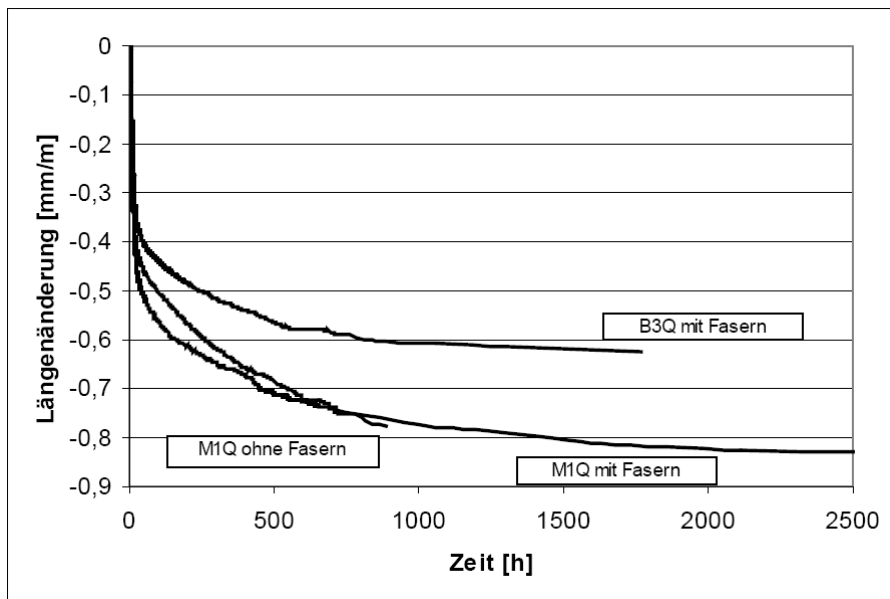


Abb. 2.10: autogenes Schwindmaß von M1Q, mit/ohne Faserzusatz [83]

Aus der vorherigen Abb. geht hervor, dass die Längenänderung des ultrahochfesten Betons mit Stahlfasern bis nach 88 Tagen immer weiter ansteigt. Nach 88 Tagen wird die Längenänderung des ultrahochfesten Beton mit Stahlfasern fast konstant.

2.1.1.2.7 Trocknungsschwinden des UHPCs

Das Trocknungsschwinden tritt hiergegen in seiner Bedeutung zurück. Durch Wärmebehandlung, insbesondere im Bereich zwischen 70 und 90 °C kann das Schwinden jedoch nahezu vollständig vorweggenommen werden, was im Fertigteiltbau von besonderem Interesse ist. Das Trocknungsschwinden wurde von Fehling [83] an zylindrischen Prüfkörpern mit einer Länge von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm, hergestellt aus gefaserten und unfaserten Fein- (M1Q) und Grobkornbetonen (B3Q) geprüft.

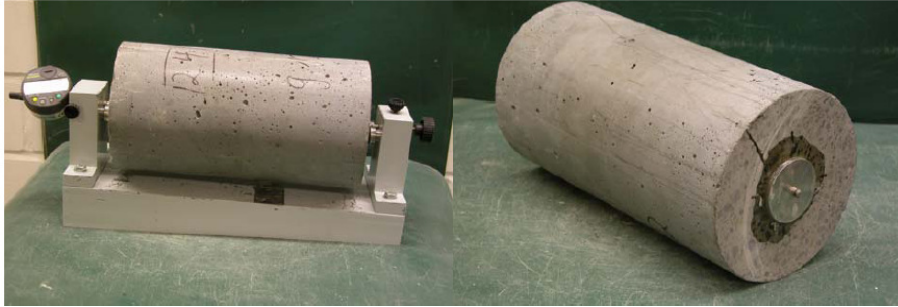


Abb. 2.11: Messstand für Trocknungsschwinden, Probekörper mit aufgeklebter Messkappe [83]

Die Abb. 2.11 und 2.12 stellen die Gesamtschwindverformungen bei 90 °C Wärmebehandelten Betonen entsprechend ihrem Betonalter dar. Nach 7 Tagen (168 h) sind die Gesamtschwindverformungen schon nahezu abgeklungen.

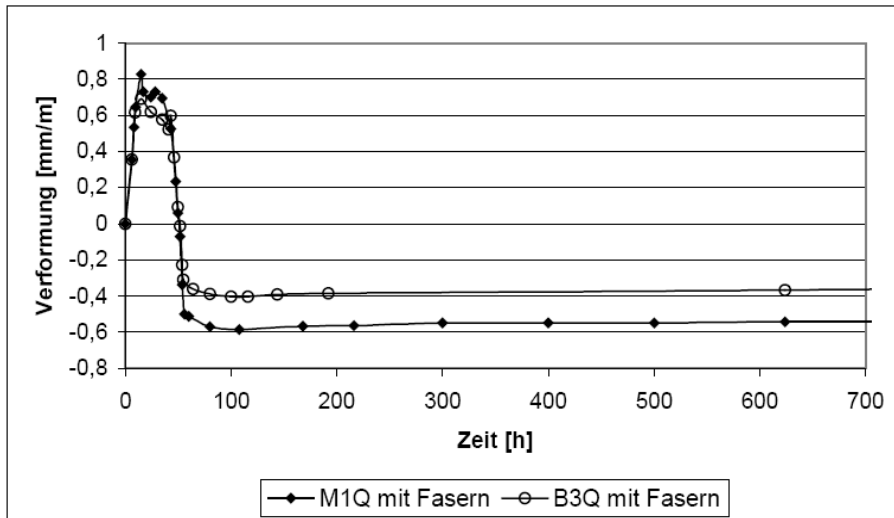


Abb. 2.12: Vergleich der Gesamtschwindverformung der bei 90 °C wärmebehandelten Betone mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [83]

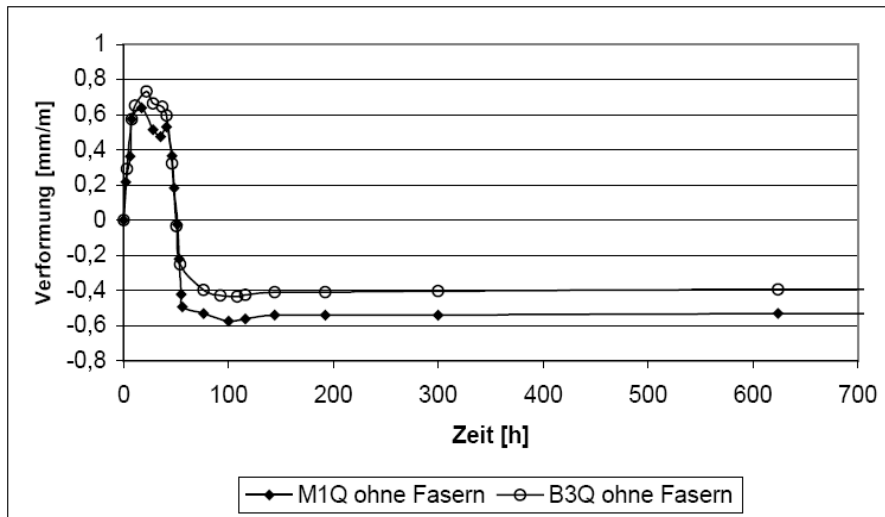


Abb. 2.13: Vergleich der Gesamtschwindverformung der bei 90°C wärmebehandelten Betone ohne Stahlfasern [83]

Die Abb. 2.13 und 2.14 zeigen die Schwindverformungen der ca. 250 Tage lang im Normklima bei 20°C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagerten Betone. Während der Unterschied bei den Betonen mit Fasern relativ klein war, war die Schwindverformung beim Feinkornbeton M1Q ohne Fasern mit rund 0,43 mm/m um etwa 0,08 mm/m größer als beim Beton B3Q mit grobem Korn. Die Fasern verringerten offenbar beim Feinkornbeton das Schwinden, wenn auch nur geringfügig von rund 0,44 auf rund 0,40 mm/m.

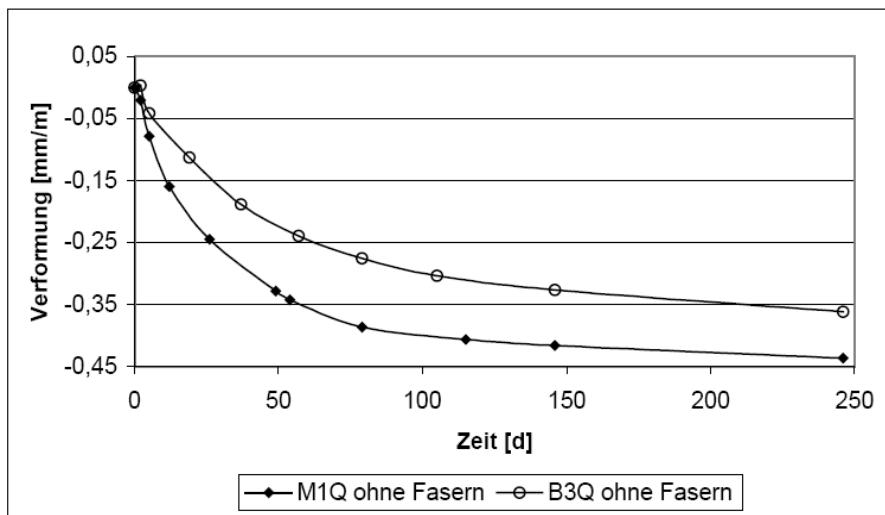


Abb. 2.14: Vergleich der Gesamtschwindverformung der Betone ohne Stahlfasern bei Lagerung im Normklima [83]

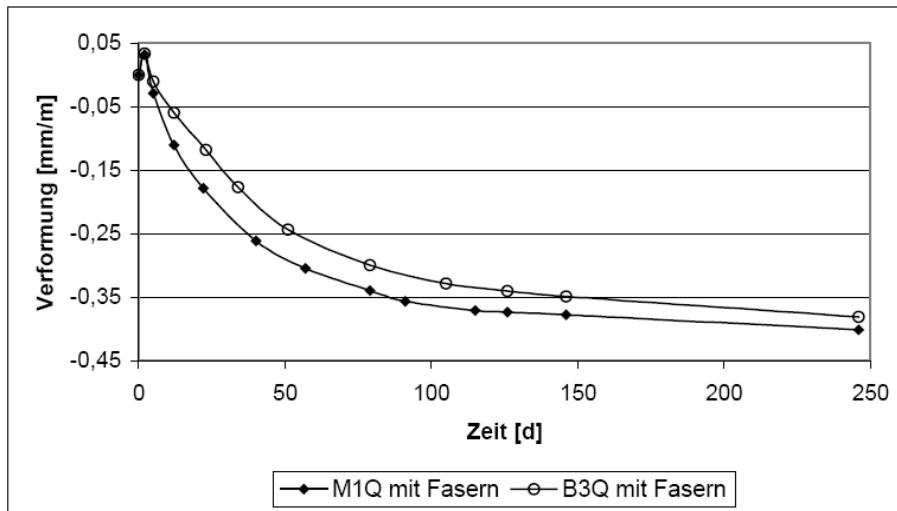


Abb. 2.15: Vergleich der Gesamtschwindverformung der Betone mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern bei Lagerung im Normklima [83]

Andere Literaturquelle :

- Das Schwinden des Hochleistungsbetons beträgt ca. -0,5 bis -1,0 mm/m [81, 83].
- Das Schwinden des Hochleistungsbetons mit Stahlfasern beträgt nach 7 Tagen ca. -0,65 bis -0,85 [85].
- In Anbetracht der geringfügigen Trocknungsdehnung summiert sich das Gesamtschwinden des UHPCs insgesamt auf rund -1,0 mm/m [88].
- Das gesamte Schwinden des UHPCs setzt sich zum größten Teil aus der Schrumpfdehnung zusammen [90].

Diese Grundlagen werden in Kapitel 3.3.5 weiter verwendet.

2.1.2 Glasfaserbeton (GFB)

Glasfaserbeton ist ein Verbundwerkstoff, der aus Zementmörtel, feinkörnigem Zuschlag und verstärkten AR-Glasfasern besteht. Glasfaserbeton kann zusätzlich mit Glasfasergewebe oder Glasfasertextil bewehrt werden. Von Glasfaserbeton spricht man bei einem Glasfaseranteil von 2,5 bis 5 Vol.-%. Hier übernehmen die Glasfasern die Funktion der Bewehrung. Da die Glasfasern nicht rosten, sind sie zur Herstellung von Bauteilen sowie Glasfaserbetonen geeignet, welche keine weitere metallische Bewehrung und somit keine Mindestbetondeckung aufzeigen müssen. Die Mindestdicke kann so bis auf wenige Millimeter reduziert werden. Dadurch können äußerst filigrane Formen hergestellt werden. Glasfaserbeton wird im Fassadenbau, Mauerwerksbau (Hohlstürze, Fensterbänke, wärmedämmende Mauerfüßelemente) eingesetzt, sowie für Bedachungsplatten, Brandschutzplatten, Verkleidungen verwendet [44, 51, 67]. Außerdem wird zurzeit der vorgespannte, glasfasertextilbewehrte Beton erforscht [45].

Eigenschaften	Einheit	Spritzverfahren	Mixverfahren
		GFB	GFB
Dichte	kN/m ³	19 – 21	19 – 20
Druckfestigkeit	N/mm ²	50 – 80	40 – 60
E-Modul	kN/mm ²	10 – 20	13 – 18
Schlagfestigkeit	Nmm/mm ²	10 – 25	8 – 14
Querdehnungszahl	-	0,24	0,24
Biegung : Proportionalitätsgrenze	N/mm ²	7 - 11	5 – 8
Biegung : Biegezugfestigkeit	N/mm ²	21 – 31	10 – 14
Zug : Zugfestigkeit	N/mm ²	8 – 11	4 – 7
Zug : Bruchdehnung	%	0,6 – 1,2	0,1 – 0,2

Tab. 2.9: Eigenschaften des typischen Glasfaserbetons [70-71]

Aus den Eigenschaften des Glasfaserbetons der vorherigen Tabelle geht hervor, dass der Spritzverfahren Glasfaserbeton wegen seiner ausreichenden Biegezugfestigkeit als Vorsatzschale verwendet werden kann.

Die Biegezugfestigkeit des Glasfaserbetons nach dem Spritzverfahren ist wie in vorhergehender Tabelle dargestellt ca. 2 Mal höher als die Biegezugfestigkeit des Glasfaserbetons aus dem Mixverfahren. Dies geht daraus hervor, dass die Fasern sich bei ausreichendem Zementleimgehalt bei der Spritzverfahrenherstellung eher senkrecht zur Einführrichtung orientieren.

Der in der vorliegenden Arbeit verwendete Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“ wird in Kapitel 3.1.2.1.2 nach dem Spritzverfahren hergestellt.

2.1.2.1 Verarbeitung des Glasfaserbetons

Glasfaserbeton wird mit den folgenden Techniken [51] hergestellt.

- Spritztechnik (getrennte Zuführung von Mörtel und geschnittenen Fasern)
- Plattenproduktion mit gerichtetem Einbau von Rovingen, bzw. textiler Bewehrung
- Verarbeitung von Mixbeton (Fasern wurden dem Beton direkt beigemischt) mit und ohne Einbau einer gerichteten Bewehrung in Form von Roving oder Textil durch folgende Techniken:
 - Gießen in einer bereichsweise offenen Form mit anschließendem Rütteln,
 - Injizieren in eine allseits geschlossene Form,
 - Extrudieren über ein Formstück bei linearen Elementen,
 - Walzen, Strangpressen,
 - Injizieren und Auspressen in einer geschlossenen Form.
- Gießen bzw. Injizieren in ein formgebendes Textil (oberflächennahes Textil als Bewehrung) Verarbeitung von Mixbeton (Fasern dem Beton direkt beigemischt) mit und ohne Spritztechnik (getrennte Zuführung von Mörtel und geschnittenen Fasern)

Herstelltechnik	Produkt- geometrie	Erhärtungsvorgang	Verdichten	Verarbeitungs- konsistenz
Gießen in Schalung	2-D	In Schalung	Rütteln	weich
Injizieren in geschlossene Form	3-D	In Schalung	Injektionsdruck	weich
Extrudieren	1,5-D	ohne Schalung	Förderdruck	erdfeucht
Walzen	2-D	ohne Schalung	Anpressdruck	erdfeucht
Injizieren und Entwässern	3-D	ohne Schalung	Pressendruck	weich

Tab. 2.10: Übersicht über die Herstelltechniken [53]

Zeitliche Entwicklung	Fasergehalt	Verarbeitbarkeit	Festigkeit des Verbundwerkstoffs
Glasfaserspritzbeton	~ 5,0	aufwändig	hoch
Glasfasermixbeton	< 2,5	gut, mit üblichen Verfahren	gering
Mixbeton als 5-Stoff- System mit textiler Bewehrung	~ 1,0 – 2,0	optimal, angepasst an die jeweilige Anforderung	hoch

Tab. 2.11: Zeitliche Entwicklung der Glasfaserbetontechniken [54]

Nach der oben Tabelle wird der Glasfaserspritzbeton für die hohe Festigkeit des Vorsatzschale empfohlen und ausgewählt.

2.1.2.2 Verminderung der anfänglichen Eigenschaften infolge Alterung

Bei Glasfaserbetonen, die der Witterung ausgesetzt sind, ist eine zeitabhängige Veränderung der Biegefestigkeit zu erwarten, wie Abb. 2.16 - 2.18 zeigt. Die langzeitigen Eigenschaften des Glasfaserbetons wurden in [73] - [76] untersucht und diskutiert. Für die Überprüfung der Dauerhaftigkeit von Glasfaserbeton stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung [80]:

- Lagerung in heißem Wasser über einen Zeitraum von 84 Tagen bei 50°C oder 50 Tagen bei 50°C oder 14 Tagen bei 80°C,
- Zyklische Nass-Trockenlagerung.

Unabhängig hiervon sollte beachtet werden, dass in jedem Fall ausreichende (d.h. über mehrere Jahre erhobene) Daten zur Dauerhaftigkeit des Glasfaserbetons unter natürlichen Klimaverhältnissen vorliegen müssen, bevor Prüfergebnisse aus beschleunigten Alterungsversuchen als Grundlage zur Abschätzung der voraussichtlichen Lebensdauer dieses Baustoffes herangezogen werden können.

Anhand der Festigkeitsuntersuchungen durch Schnell [96] wurden die Abminderungsfaktoren bei der Berechnung des Bemessungswerts festgelegt.

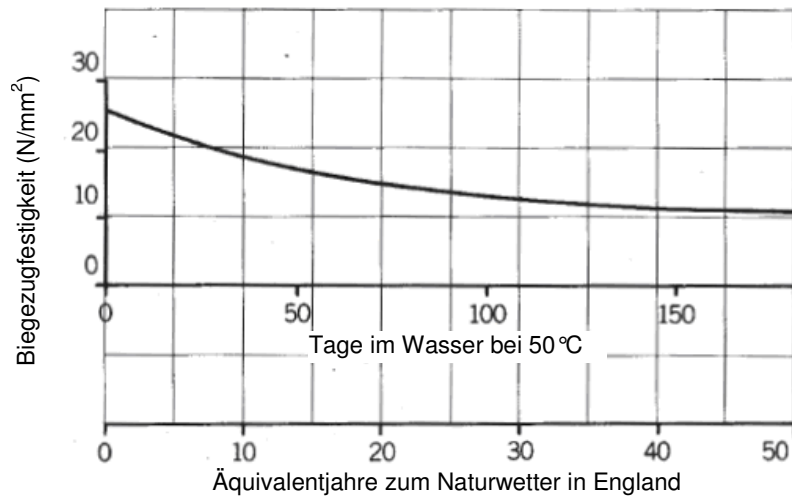


Abb. 2.16: Zeitabhängige Veränderung der Biegezugfestigkeit des 5%-Glasfaseranteils GFB infolge beschleunigter Alterung [73]

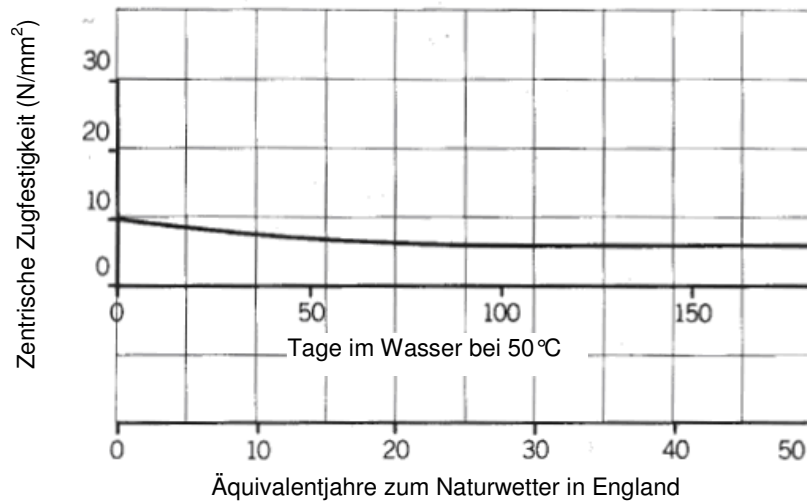


Abb. 2.17: Zeitabhängige Veränderung der zentrischen Zugfestigkeit des 5%-Glasfaseranteils GFB infolge beschleunigter Alterung [73]

Die Ergebnisse in untere Abb. zeigen, dass AR-Glasfasern im Glasfaserbeton wegen der hohen Restfestigkeit verwendet werden soll. Die Eigenschaft der AR-Glasfasern wird im folgenden Kapitel erklärt.

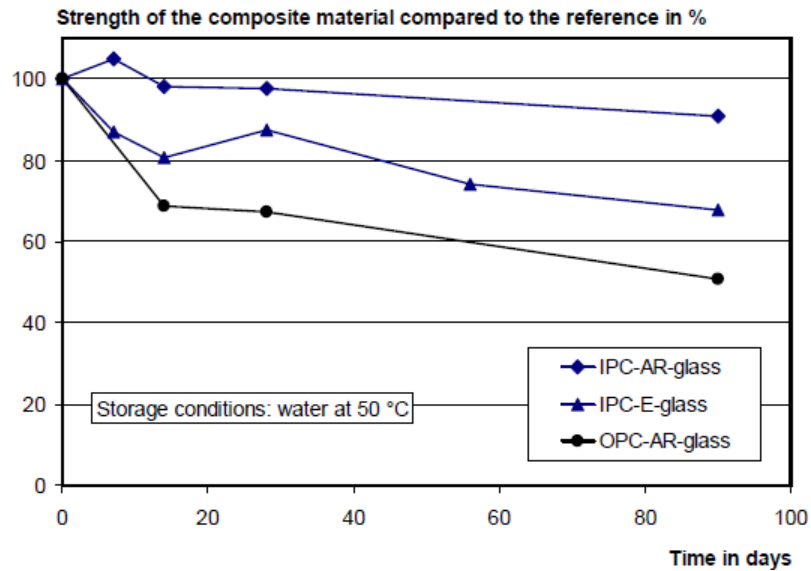


Abb. 2.18: Zeitabhängige Veränderung der Zugfestigkeit des GFB infolge der beschleunigten Alterung [79] (OPC = Ordinary Portland Cement, Hp = 13,5 und IPC = Inorganic Phosphate Cement , Hp=7)

2.1.2.3 Alkaliresistente Glasfaser (AR-Glasfaser) für den Glasfaserbeton

AR-Glasfasern können wie geschnittene Fasern, Roving, Textil Gebilde (Gewebe, Gelege) und formgebende textile Gebilde (z.B. Abstandtextil) den Beton verstärken. Derzeitig sind die Anwendungsbereiche der Glasfasern und Glasfasertextilen im Beton zur Rissbeschränkung, Herstellung dünnwandiger Produkte, Anwendungen mit geringen Lastanforderungen und Anwendungen mit hohen Lastanforderungen (Reparatur und Verstärkung, Bewehrungsgitter) verbreitet [62].

Die Alkalibeständigkeit von Glasfasern wird maßgeblich durch den Zirkongehalt (ZrO_2) des Glases beeinflusst. Je höher der Zirkongehalt ist, umso größer ist die Alkalibeständigkeit. NEG AR-Glasfasern [69] enthalten 20% ZrO_2 . Ihr Gewichtsverlust bei Lagerung in gesättigter Zementlösung ist sehr gering, wie folgende Tab. zeigt.

Eigenschaften :

Wärmeausdehnungskoeffizient		$\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	9	
Schmelzpunkt		$^{\circ}\text{C}$	830	
Rohdichte		g/cm^3	2,7	
Zugfestigkeit		GN/m^2	1,4	
E-Modul		GN/m^2	74	
Bruchdehnung		%	2	
Alkalibeständigkeit	Gewichtsverlust ¹⁾	%	NEG AR-Glasfasern	0,8
			E-Glasfasern	10,5
	Gewichtsverlust ²⁾	%	NEG AR-Glasfasern	75
			E-Glasfasern	14
Säurebeständigkeit	Gewichtsverlust ³⁾	%	NEG AR-Glasfasern	1,6
			E-Glasfasern	42,9
	Gewichtsverlust ⁴⁾	%	NEG AR-Glasfasern	1,2
			E-Glasfasern	42,0

1) Gewichtsverlust am Glasfaserbündel nach Lagerung in gesättigter Zementlösung bei 80 °C während 200 Std.

2) Zugfestigkeit am Glasfaserbündel nach 300 Std. im Zementleim bei 50 °C und 100% rel. Luftfeuchtigkeit.

3) Gewichtsverlust am Glasfaserbündel nach Lagerung in HCl bei 80 °C während 90 Std.

4) Gewichtsverlust am Glasfaserbündel nach Lagerung in H₂SO₄ bei 0 °C während 90 Std.

Tab. 2.12: Eigenschaften von NEG AR-Glasfasern [69]

	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]	Faserdurchmesser [µm]	Adhesion to Matrix (relativ)	Alkalibeständigkeit (relativ)
Asbest	600–3.600	69–150	0,1–0,3	0,02–30	exzellent	exzellent
Kohlenstoff	590–4.800	28–520	1–2	7–18	geringfügig-gut	exzellent
Aramid	2.700	62–130	3-4	11–12	mittelmäßig	gut
Polypropylen	200–700	0,5-9,8	10-15	10-150	geringfügig	exzellent
Polyamid	700–1.000	3,9–6	15	10-50	gut	-
Polyester	800–1.300	bis zu 15	8–20	10-50	mittelmäßig	-
Rayon	450–1.100	bis zu 11	7-15	10-50	gut	mittelmäßig
Polyvinylalkohol	1.150–1.470	21-36	15	4-14	gut	gut
Polyacrylnitril	850–1.000	17-18	9	19	gut	gut
Polyethylen	400	2-4	100-400	40	-	exzellent
Polyethylen Pulpe (oriented)	-	-	-	1 – 20	gut	exzellent
Kohlenstoffstahl	3.000	200	1-2	50 – 85	exzellent	exzellent
Stainless Steel	3.000	200	1-2	50 – 85	exzellent	exzellent
AR Glas	1.700	72	2	12 – 20	exzellent	gut

Tab. 2.13: Eigenschaften verschiedener verstärkender Fasern [77]

2.1.2.4 Alkalibeständigkeit der NEG AR-Glasfasern

Die Alkalibeständigkeit von Glasfasern wird maßgeblich beeinflusst durch den Zirkongehalt (ZrO_2) des Glases. Je höher der Zirkongehalt, umso größer ist die Alkalibeständigkeit. NEG AR-Glasfasern enthalten 20% ZrO_2 . Ihr Gewichtsverlust bei Lagerung in gesättigter Zementlösung ist, wie folgende Abb. zeigt, sehr gering.

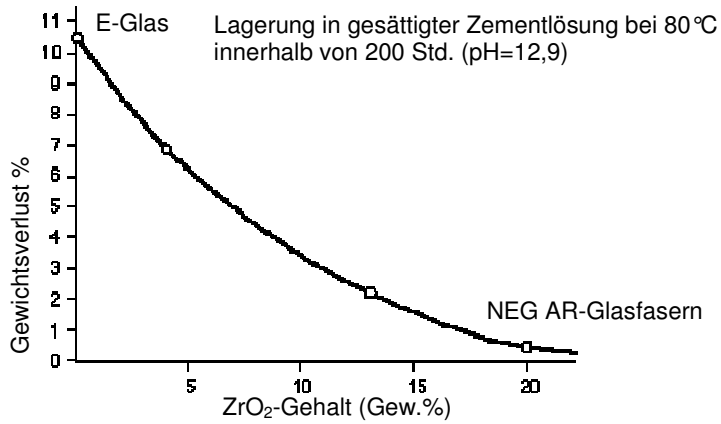
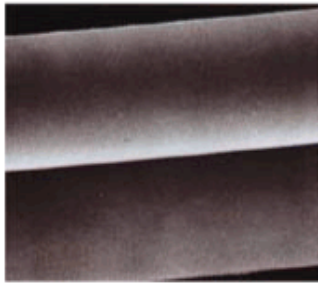
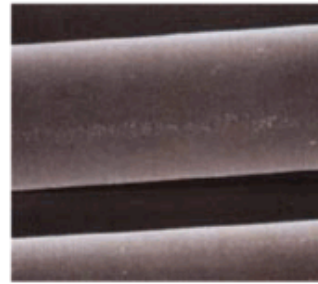


Abb. 2.19: Alkalibeständigkeit von Glas in Abhängigkeit des Gehalts an ZrO_2 [69]

ARG Faser



Nach der Herstellung

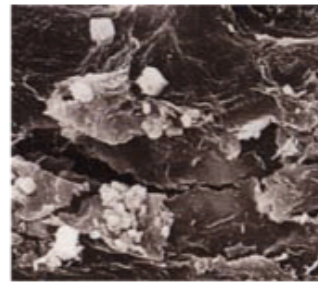


Nach 200 Stunden bei 80 °C in gesättigter Zementlösung

E-Glas Faser



Nach der Herstellung



Nach 200 Stunden bei 80 °C in gesättigter Zementlösung

Abb. 2.20: Oberflächen der AR-Glasfasern und E-Glasfasern nach 200 Stunden bei 80 °C in gesättigter Zementlösung [69]

In der Zerreifestigkeitsprfung nach beschleunigter Alterung (SIC-Test) zeigen zirkonhaltige alkaliresistente Glasfasern noch nach 8 Tagen eine Zerreißfestigkeit, die über den für die Zulassung zur Verwendung in Beton in Deutschland geforderten Werten für 4 Tage liegen [92].

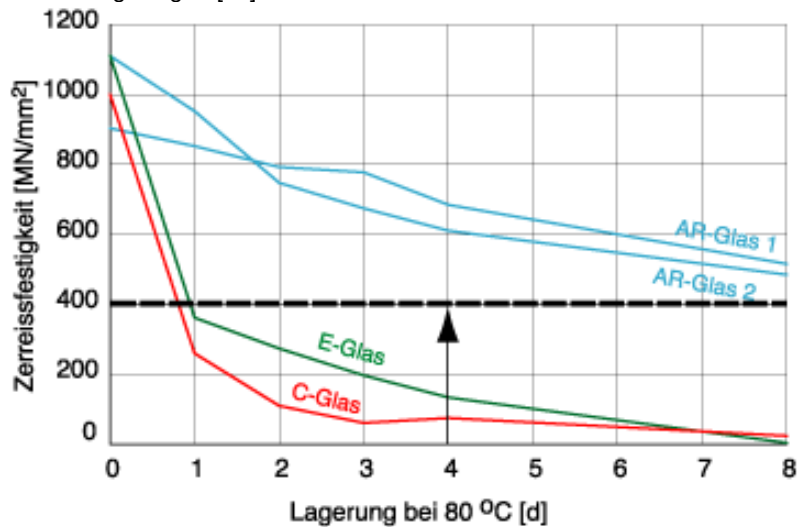


Abb. 2.21: Festigkeitsabfall verschiedener Glasfasertypen nach einer beschleunigten Alterung [69]

2.1.2.5 Klassifizierung von Glasfaserbeton nach seinem Brandverhalten

Auf sein Brandverhalten kann der Glasfaserbeton durch die DIN EN 13823 und DIN EN ISO 1716 geprüft werden und durch DIN EN 13501 klassifiziert werden. Der Glasfaserbeton aus Quarzsand, Zement, Wasser, Fließmittel und Glasfasern ist in die „A2-s1,d0“ Klasse eingestuft [66].

2.2 Beton für Tragschalen

Die Tragschale des vorgefertigten Fassadensystems sollte aus normalem Beton einer minimalen Güte C40/50 oder aus hochfestem Beton bestehen. Die Eigenschaft die hierbei das größte Interesse darstellt ist einzig und alleine das Schwinden.

2.2.1 Schwinden des normalen Betons

Das Schwinden von Beton kann, wie in der folgenden Tabelle dargestellt, verschiedene Ursachen haben.

Schwindarten	Zeitpunkt	Schwindmaß [‰]	Bemerkung
Kapillarschwinden	bis zum Erstarren	0 bis -4	Probleme vor allem bei grossen Oberflächen (Böden) und Betonen ohne Blutwasser
Chemisches Schwinden	während der ersten Tage	0 bis -0,3	Bedeutung vor allem bei tiefen w/z-Werten (< 0,45)
Trocknungsschwinden	ab Erstarren während Jahren	0,1 (Quellen) -0,1 -0,3 -0,5	Wasserlagerung Lagerung in sehr feuchter Luft (90% r. F.)
Karbonatisierungsschwinden	ab Monaten bis Jahrzehnte	-0,1 bis -0,01	maximales Schwinden bei ca. 70–80 % r. F.

Tab. 2.14: Schwinden von Beton [127]

Das Schwinden des Betons C40/50 beträgt nach 7 Tagen ca. 0,1 mm/m und nach 365 Tagen ca. 0,5 mm/m [90,102]. In den Abb. 2.22 - 2.24 wurde das Schwindmaß nach SIA 262/1, Anhang F geprüft [90].

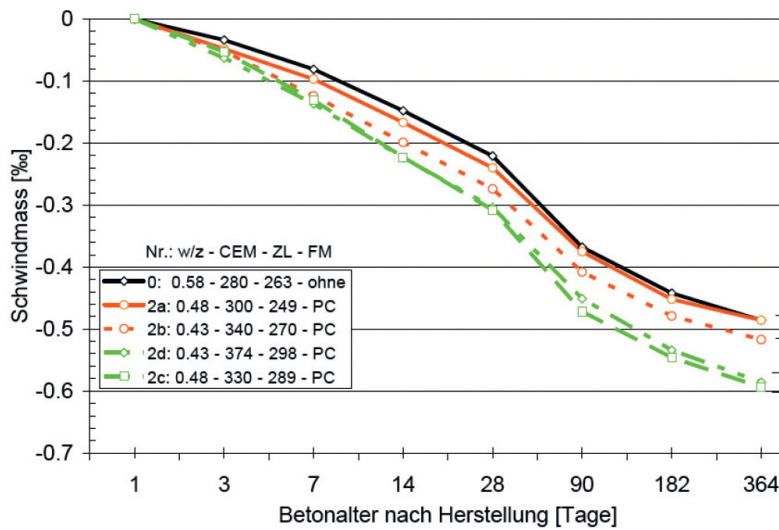


Abb. 2.22: Schwindmaß des Betons aufgetragen über dem Betonalter nach Herstellung [90]

Das Gesamtschwinden des normalen Betons nach 7 und 28 Tage wird in Kapitel 3.3.5 weiter verwendet.

Das Schwindmaß in Abhängigkeit vom Zementleimvolumen ist in der folgenden Abb. dargestellt.

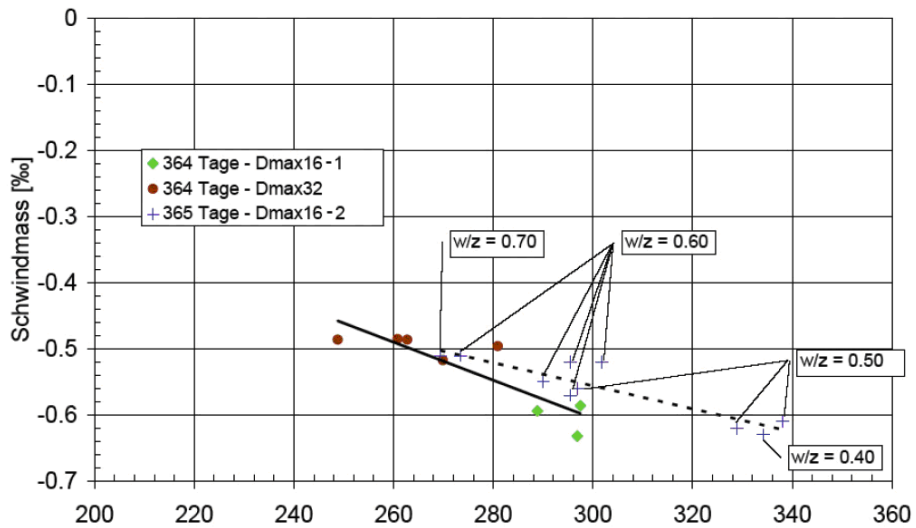


Abb. 2.23: Schwindmaß in Abhängigkeit vom Zementleimvolumen. [90]

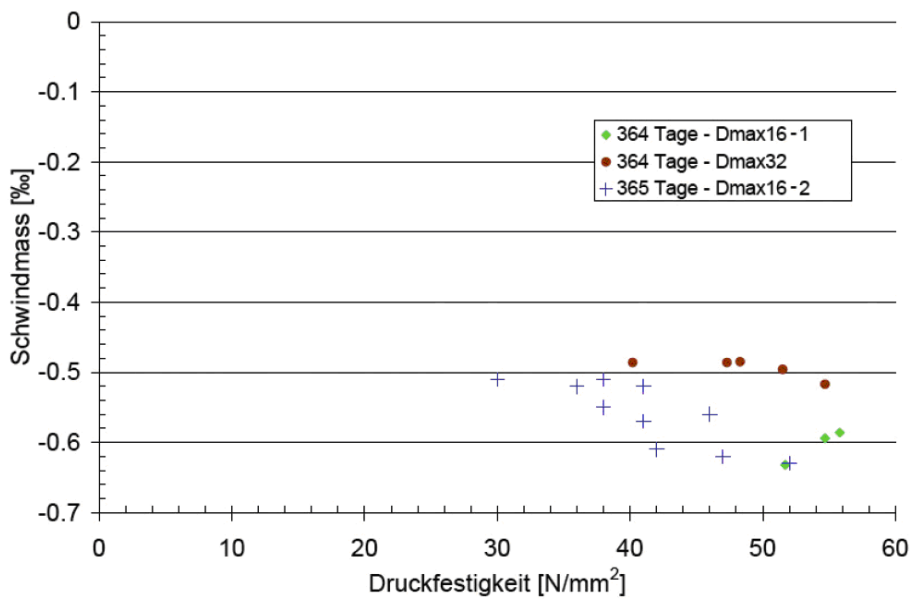


Abb. 2.24: Druckfestigkeit und Schwindmaß nach 365 Tagen [90]

Das Schwindmaß (Trocknungsschwinden) wird vor allem durch das Zementleimvolumen beeinflusst. Betone mit einem kleinen Größtkorn schwinden deshalb stärker. Durch die Verwendung von Fließmitteln kann das Schwindmaß reduziert werden, wenn gleichzeitig das Zementleimvolumen reduziert wird. Die Druckfestigkeit ist keine geeignete Kenngröße zur Abschätzung des Trocknungsschwindens.

2.3 Stäbe aus glasfaserverstärktem Kunststoff

Glasfaserverstärkter Kunststoff, kurz GFK, ist ein Faser-Kunststoff-Verbund aus einem Kunststoff (z. B. Polyesterharz, Epoxidharz oder Polyamid) und Glasfasern. Er ist der am häufigsten eingesetzte langfaserverstärkte Kunststoff. Erstmals wurden 1935 Endlos-Glasfasern als Verstärkungsfasern industriell hergestellt, das erste Flugzeug aus GFK war der Phoenix der Akaflieg Stuttgart aus dem Jahr 1957 [128]. GFK ist umgangssprachlich auch als Fiberglass bekannt. Die GFK-Brüche im REM sind in Abb. 2.25 dargestellt.

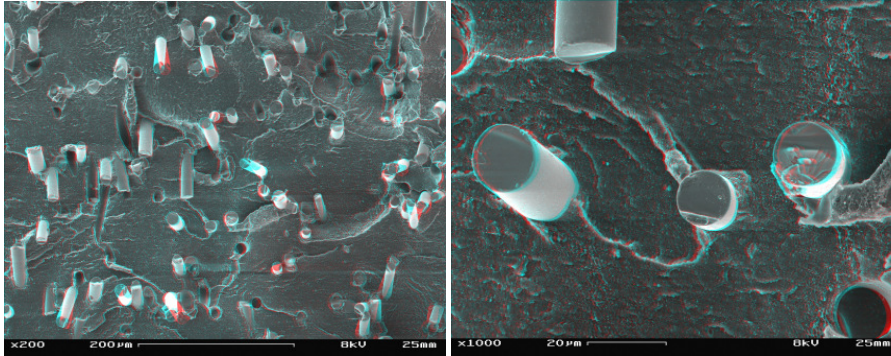


Abb. 2.25: GFK-Bruch im REM in stereoskopischer Darstellung, Vergrößerung 200x und 1000x (bez. auf Mittelformat-Negativ) [129]

2.3.1 Eigenschaften und Anwendungsgebiete

Glasfaserverstärkte Kunststoffe sind ein kostengünstiger und dennoch sehr hochwertiger Faser-Kunststoff-Verbund. In mechanisch hoch beanspruchten Anwendungen findet sich glasfaserverstärkter Kunststoff ausschließlich als Endlosfaser in Geweben oder in UD (unidirektionalen)-Bändern.

Verglichen mit Faser-Kunststoff-Verbunden aus anderen Verstärkungsfasern hat der glasfaserverstärkte Kunststoff einen relativ niedrigen Elastizitätsmodul. Selbst in Faserrichtung liegt er unter dem von Aluminium. Bei hohen Steifigkeitsanforderungen ist er daher nicht geeignet. Ein Vorteil der Glasfasern im Verbund mit einer passenden Kunststoffmatrix liegt in der hohen Bruchdehnung und der elastischen Energieaufnahme. Deshalb ist Glasfaserverbund besonders für Blattfedern und ähnliche Bauteile geeignet.

Glasfaserverstärkter Kunststoff hat auch in aggressiver Umgebung ein ausgezeichnetes Korrosionsverhalten. Dies macht ihn zu einem geeigneten Werkstoff für Behälter im Anlagenbau oder auch für Bootsrümpfe. Die über der von kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff liegenden Dichte wird bei diesen Anwendungen in Kauf genommen.

Mit einer geeigneten Matrix hat glasfaserverstärkter Kunststoff eine gute elektrische Isolationswirkung, was ihn zu einem gut brauchbaren Werkstoff der Elektrotechnik macht. Besonders Isolatoren, die hohe mechanische Lasten übertragen müssen, werden aus glasfaserverstärktem Kunststoff gefertigt. Schaltschränke für den

Außenbereich werden wegen der Beständigkeit und Stabilität des Materials häufig aus GfK gefertigt.

Eigenschaften	
Fasertyp	E-Glasfaser
Matrixtyp	Epoxidharz
Faservolumenanteil	60 %
Grundelastizitätsgrößen	
E-Modul parallel zu den Fasern	44 500 N/mm ²
E-Modul senkrecht zu den Fasern	13 000 N/mm ²
Schubmodul parallel zu den Fasern	5 600 N/mm ²
Schubmodul senkrecht zu den Fasern	5 100 N/mm ²
Poissonzahl parallel zu den Fasern	0,25
Dichte	
Dichte, ρ	2,0 g/cm ³
Grundfestigkeit	
Zugfestigkeit parallel zu den Fasern	1 000 N/mm ²
Druckfestigkeit parallel zu den Fasern	900 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht zu den Fasern	50 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht zu den Fasern	120 N/mm ²
Scherfestigkeit senkrecht zu den Fasern	70 N/mm ²
Wärmeausdehnungskoeffizienten	
Wärmeausdehnungskoeffizient parallel zu den Fasern	$7 \cdot 10^{-6}$ 1/K
Wärmeausdehnungskoeffizient senkrecht zu den Fasern	$27 \cdot 10^{-6}$ 1/K

Tab. 2.15: Eigenschaften des GfKs aus Epoxidharz mit dem 60 % E-Glasfaservolumenanteil [128]

Alle Angaben sind charakteristische Durchschnittswerte.

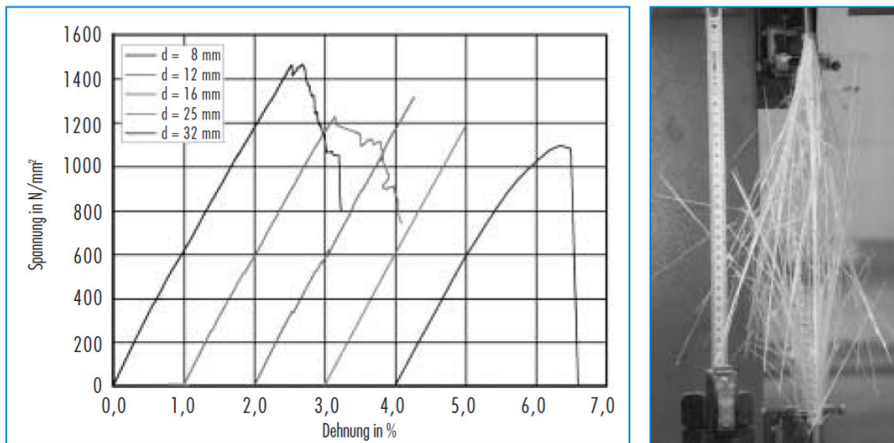


Abb. 2.26: Spannungs-Dehnungs-Linie der ComBAR[®]-Stäbe mit dem 75 vol. Prozent Glasanteil und das Versagen eines GfK Stabes nach dem Zugversuch [93]

Eigenschaften von geraden Stäben		Einheit	ComBAR [®]	BSt 500
Charakteristische Zugfestigkeit	f_{tk} / f_{yk}	N/mm ²	> 1.000	500
Bemessungswert der Streckgrenze	f_{yd}	N/mm ²	435	435
Elastizitätsmodul	E_{GFRP} / E_s	N/mm ²	60.000	200.000
Bemessungswert der Verbundspannung	f_{bd}	N/mm ²	DIN 1045-1, EC2	DIN 1045-1, EC2
Verbundversagen	-	-	Beton-konsole	Beton-konsole
Dehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit	$\epsilon_{s,uls}$	%	0,7250	0,215
Dehnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	$\epsilon_{s,sls}$	%	≈ 0,5370	≈ 0,1611
Aufnehmbare Dehnung für Schub	$\epsilon_{s,sr}$	%	0,2175	0,2175
Elektromagnetische Leitfähigkeit	-	-	Keine	Hoch
Wärmeleitfähigkeit	λ	W/mK	< 0,5	60
Thermischer Längenausdehnungskoeffizient	α	K ⁻¹	0,6 x 10 ⁻⁵ (axial) 2,2 x 10 ⁻⁵ (radial)	0,8-1,2 x 10 ⁻⁵
Spezifischer Widerstand	-	Ωcm	> 10 ¹⁴	-
Spezifisches Gewicht	γ_{GFRP} / γ_s	g/cm ³	2,2	7,85

Tab. 2.16: Eigenschaften gerader Stäbe von Schöck ComBAR[®] [37]

2.3.2 Sorten

Einige typische Sorten glasfaserverstärkter Kunststoffe sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

GfK Sorten	EN 60893-3
Phenol-Formaldehydharz-Laminat	PF GC 301
Silikonharz-Laminat	SI GC 201
Melaminharz-Laminat	MF GC 201
Epoxidharz-Laminat	EP GC 201
Epoxidharz-Laminat	EP GC 202
Epoxidharz-Laminat	EP GC 203
Epoxidharz-Laminat	EP GC 204
Polyesterharz-Laminat	UP GM 201
Polyesterharz-Laminat	UP GM 202
Polyesterharz-Laminat	UP GM 203

Tab. 2.17: GfK Sorten nach EN 60893-3

2.3.3 Dauerhaftigkeit

In feuchtem hoch-alkalischem Beton (Na_2O -Gehalt $> 1\%$) wurden die Stäbe unter ständiger konstanter Last bis zum Bruch belastet [93]. Die Versuche wurden bei Raumtemperatur ($23\text{ }^\circ\text{C}$), bei $40\text{ }^\circ\text{C}$ und bei $60\text{ }^\circ\text{C}$ durchgeführt.

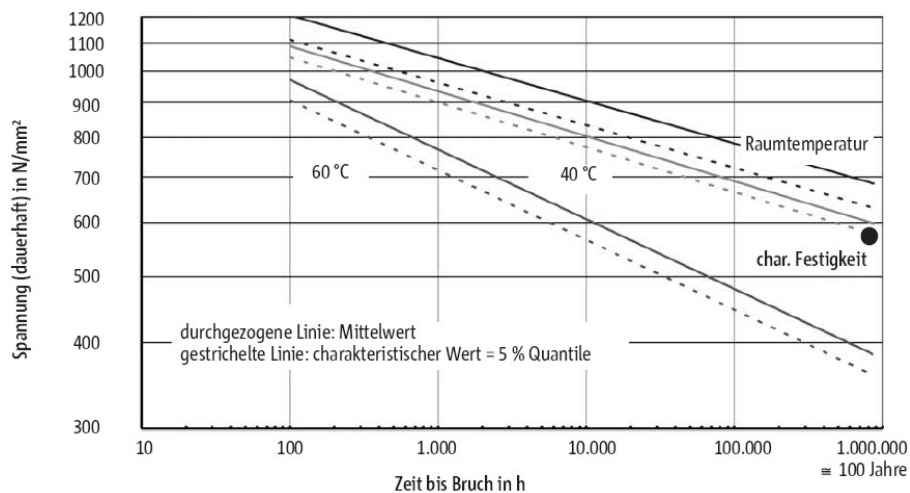


Abb. 2.27: Bruchspannung von Schöck ComBAR[®] in hoch-alkalischem, feuchten Beton [93]

2.3.4 Verbundverhalten (kurzzeitig)

Das kurzzeitige Verbundverhalten von ComBAR[®]-Stäben wurde im zentrischen Ausziehversuch an Betonwürfeln mit 150 mm Kantenlänge entsprechend der RILEM Empfehlung RC6 „Pull-Out Test“ getestet [139]. Die Verschiebungen am

lastabgewandten Stabende wurden hierbei in Abhängigkeit von der Kraft gemessen. Die Betondruckfestigkeit lag bei $> 40 \text{ N/mm}^2$ [93].

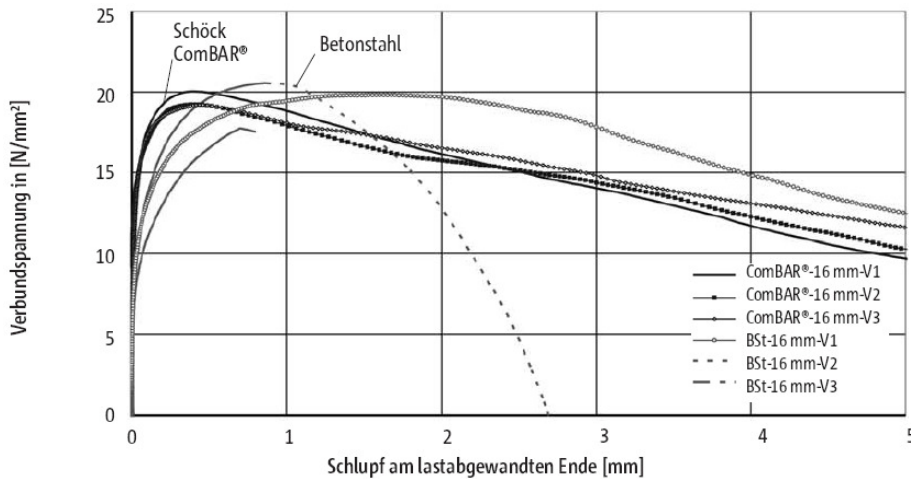


Abb. 2.28: Zentrischer RILEM-Versuch, $d_s = 16 \text{ mm}$ mit $5 d_s$ Einbindelänge: Vergleich [93]

Ein Versagen tritt wie bei Betonstahl durch Abscheren der Betonkonsolen wie in folgender Abb. dargestellt und Herausziehen aus dem Prüfkörper auf. Die Rippen sind danach weitgehend unbeschädigt. Wie bei Betonstahl ist eine Steigerung der Verbundspannungen mit der Betongüte zu beobachten. Es werden nur geringe Unterschiede zwischen Schöck ComBAR® und Betonstahl hinsichtlich der Verschiebungen am freien Ende beobachtet. Das Maximum der Verbundspannung wird bei Schlupfwerten zwischen 0,4 und 0,6 mm festgestellt. Trotz höherer Verbundspannungen bei gleichem Schlupf wird in Versuchen bei Schöck ComBAR® eine geringere Spaltzugwirkung als bei Betonstahl beobachtet.

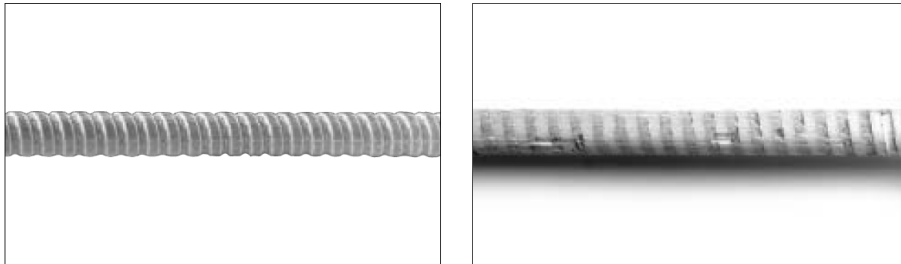


Abb. 2.29: GfK Stäbe vor und nach dem Pull-Out Versuch mit der intakten Rippung von ComBar®, Versagen der Betonkonsolen [140]

2.3.5 Verbundverhalten (langzeitig)

Um das langzeitige Verbundverhalten bzw. das Verbundkriechverhalten von ComBAR®-Stäben zu ermitteln, wurden zwei Serien von Verbundversuchen gemäß der RILEM Empfehlung RC6 geprüft [93].

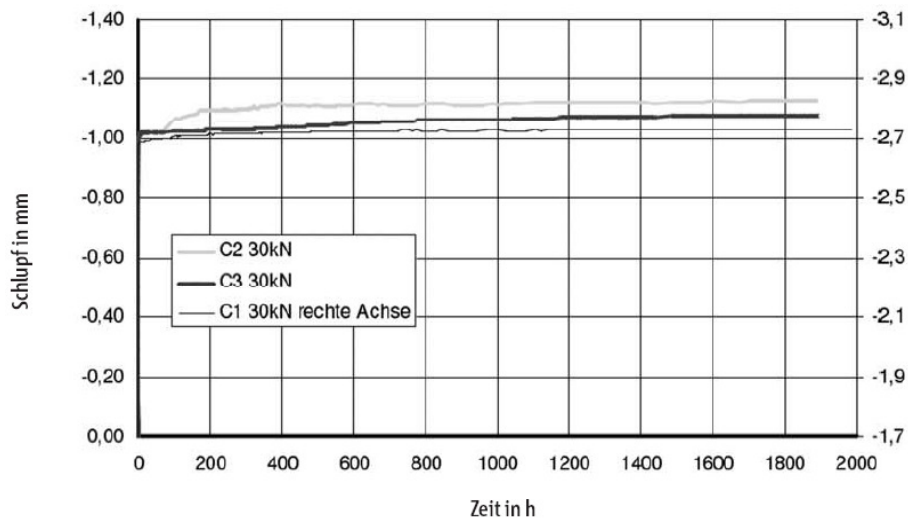


Abb. 2.30: Verbundkriechen nach Vorbelastung bei $f_b = 7,5 \text{ kN/mm}^2$; 60°C , ständig gesättigter Beton [93]

2.3.6 Querkrafttragfähigkeit

In einem modifizierten Scherversuch gemäß der Amerikanischen Versuchsrichtlinie ACI 400.R3-04 Test Method B.4 wurden 34 mm ComBAR[®]-Dorne geprüft [93]. Die Dorne delaminierten bei einer Last von ca. 42,5 kN bzw. einer Schubspannung von $46,5 \text{ N/mm}^2$.

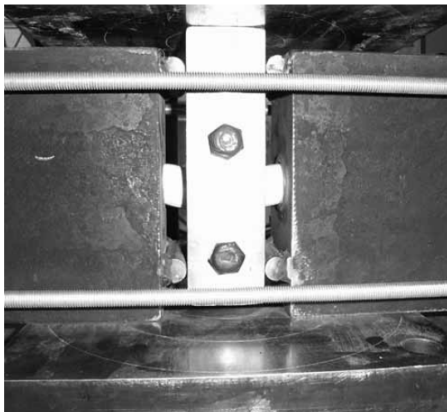


Abb. 2.31: Scherversuch 34 mm ComBAR[®]-Dorn [93]

2.3.7 Brandverhalten

Die zur Herstellung von Schöck ComBAR[®] verwendeten Kunstharze sind kurzzeitig bis ca. 200°C beständig, die verwendete Glasfaser erweicht beziehungsweise schmilzt ab ca. 600°C . Bei direkter Beflammung kann Schöck ComBAR[®] sich entzünden. Nach kurzer Zeit erlischt der Stab, da an der Oberfläche kein brennbares Material mehr vorhanden ist. Er enthält keine flammenhemmenden Zusätze [93].

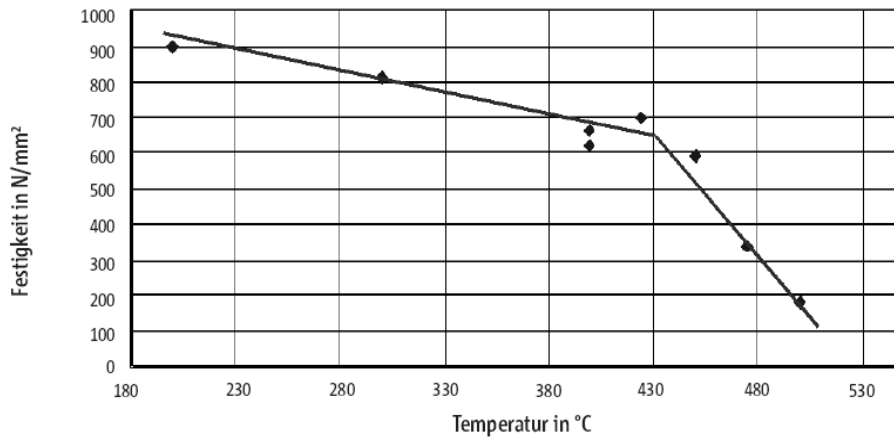


Abb. 2.32: Temperaturabhängigkeit der Festigkeit von Schöck ComBAR® [93]

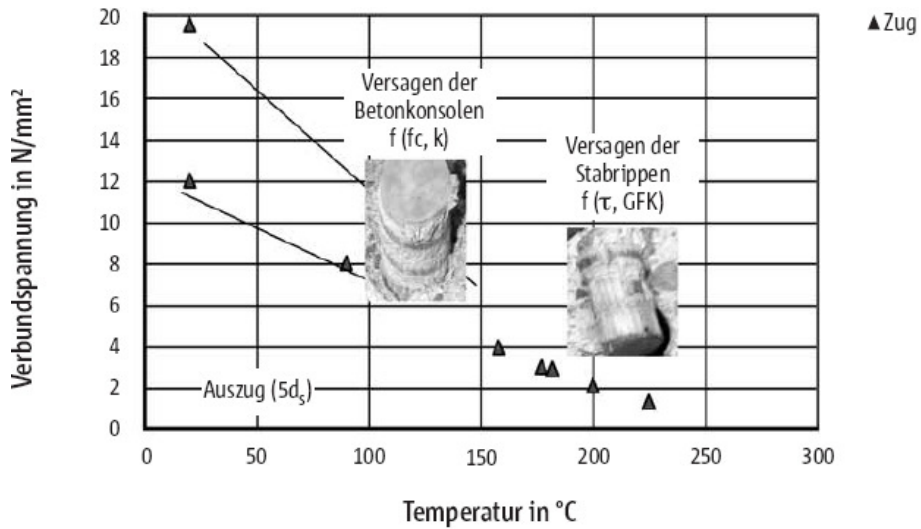


Abb. 2.33: Temperierter Verbundversuch, Beton C25/30, Schöck Combar® $d_s = 16$ mm [93]

2.4 Grundlagen der Klebtechnik

Die Auswahl des optimalen Klebstoffes wird durch folgende Faktoren beeinflusst:

- Chemische Einflüsse,
- Temperaturbeständigkeit,
- Witterungsbeständigkeit,
- Oberflächenenergie,
- Brandverhalten.

2.4.1 Chemische Einflüsse

Klebstoffe können wie in Abb. 2.34 oder nach ihrer chemischen Zusammensetzung wie in Tab. 2.18 klassifiziert werden.

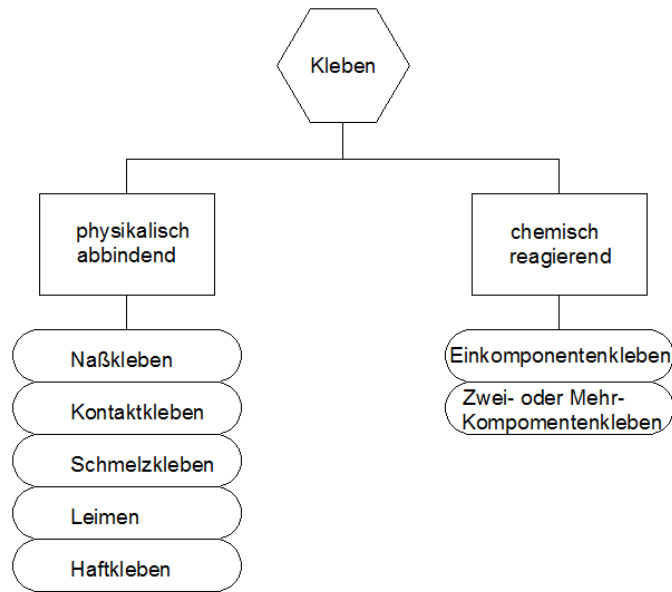


Abb. 2.34: Systematik der Klebstoffe [141]

Thermoplaste	Duroplaste
<ul style="list-style-type: none"> - Polyvinylacetat: PVAc-Leime für Holz- und Holzwerkstoffe - Ethylvinylacetat: Als Dispersion für Kaschierklebstoffe, z. B. zum Beschichten von Holzwerkstoffen mit PVC-Folien. Als Festharz für Schmelzklebstoffe zur Schmalflächenbeschichtung und Montage sowie Verpackung - Polyamide: Schmelzklebstoffe mit besonders hoher Wärmestandfestigkeit - Polyolefine: Neues Schmelzklebstoffsystem mit hoher Wärmestandfestigkeit, sehr gute Hitzelebrigkeit sowie hohe Kohäsion und Adhäsion 	<ul style="list-style-type: none"> - Harnstoff-Formaldehydharz: Verwendung als Furnierleim - Melamin-Formaldehydharz: Für Verleimungen mit erhöhter Feuchtebeständigkeit, z.B. für Außentüren. - Polyurethan: Ein- und zweikomponentige Klebstoffe für die Herstellung von Verbundelementen und zum Einsatz im Innenausbau. - Epoxydharz: Beim Einsatz von Konstruktionsklebstoffen - Cyanacrylate: Klebstoffe für Kleinflächen, z. B. zum Kleben von Dekorleisten aus Kunststoff und Holz auf Dekor und Lackflächen (Paßgenauigkeit > 0,1 mm).

Tab. 2.18: Klebstoffe nach ihrer chemischen Zusammensetzung [141]

2.4.2 Die Adhäsion (lat. Anhaftung)

Unter Adhäsion (auch Grenzflächenhaftung) versteht man den engen molekularen Kontakt zwischen den Oberflächen verschiedener Teile. Die Adhäsion beruht im Wesentlichen auf elektromagnetischen Wechselwirkungen zwischen Klebstoff und Fügepart. Adhäsionskräfte wirken zum Beispiel, wenn ein nasses Blatt Papier an einer Glasscheibe hängt, oder wenn mit einem Stück Kreide auf eine Tafel geschrieben wird.

2.4.3 Die Kohäsion (Zusammenhangskräfte)

Wichtig für die Stabilität einer Klebeverbindung ist auch die sogenannte Kohäsion. Darunter versteht man die Endfestigkeit des erstarrten Klebstoffes. Die Kohäsion (innere Festigkeit des Klebstoffes) ist der Zusammenhalt der Kunststoffmoleküle untereinander. Je höher die Kohäsion, desto höher die Festigkeit des Klebstoffes. Beim Kleben kann die Kohäsion optimal genutzt werden, wenn nicht unnötig dick aufgetragen wird.

2.4.4 Oberflächenenergie

Weiter ist die Klebkraft abhängig von der Oberflächenenergie des Werkstoffes. Auf einem Werkstoff mit hoher Oberflächenenergie wird in der Regel eine gute Klebkraft erzielt. Auf Oberflächen mit wenig Energie sind dann Spezialklebstoffe zu verwenden.

Die Oberflächenenergie an der Grenzschicht zwischen einer Flüssigkeit und einem Festkörper beruht auf der Haftspannung, diese wiederum besteht aus der Kohäsions- und der Adhäsionsspannung. Die Kohäsionsspannung wirkt als Kraft in der Flüssigkeit und die Adhäsionsspannung wirkt als eine andere Kraft, in Richtung des Festkörpers. Sie wird durch die fremden Moleküle hervorgerufen. Auf dem Zusammenwirken dieser beiden Kräfte beruht z.B. die Kapillarwirkung in dünnen Röhrchen. [141]

Je höher die Oberflächenenergie, desto höher die Klebbarkeit der Oberfläche. Die Oberflächenenergie des GfK Kopfteller wird in Kapitel 4.3 gemessen, um die optimale Oberflächenvorbehandlung zu finden.

2.5 Theorien zur Berechnung eines Fassadensystems

Für mehrschichtige Stahlbeton-Wandtafeln mit integrierter Wärmedämmung wurde eine erweiterte Sandwichtheorie mit stabförmigen Verbindungsmitteln entwickelt [133-138]. Diese ist jedoch für ein System mit Gelenken zwischen Ankerstab und Vorsatzschale nicht ohne Weiteres übertragbar und wurde in der vorliegenden Arbeit nicht verwendet.

3 Mechanische und thermische Beanspruchung sowie rechnerische Untersuchungen

3.1 Rechnerisches Modell

Als statisches System der Tragschale wird - wie in Abb. 3.1 dargestellt - eine an zwei gegenüber liegenden Rändern gehaltene Platte gewählt. Die Dicke der Tragschale beträgt 0,15 m. Die Dicke der Vorsatzschale beträgt 0,015 m. Der Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte variiert zwischen 0,12 bis 0,16 m. Das Ankerraster variiert zwischen 0,40 bis 0,60 m. Die maximalen Abmessungen der hochfesten Betonfassadenplatte betragen 2,7 m Breite und 3,5 m Höhe. Die maximalen Abmessungen der Tragschale betragen 10,0 m Breite und 3,5 m Höhe.

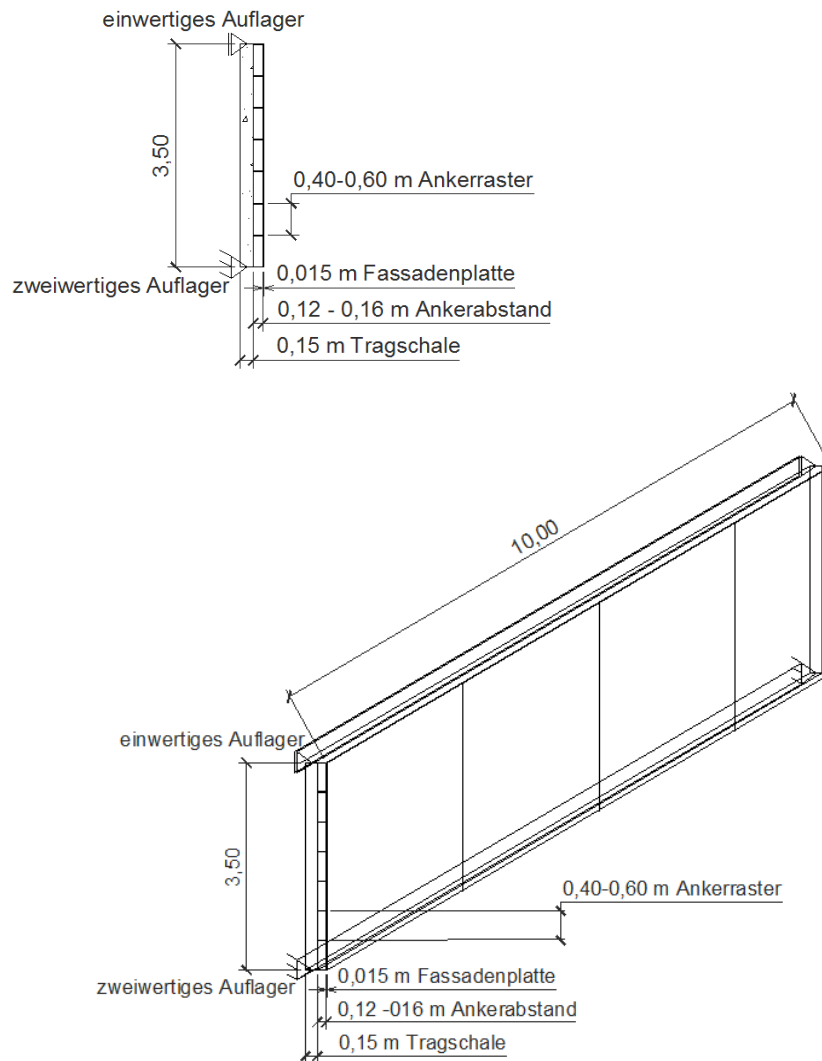


Abb. 3.1: 2-D und 3-D lineares Auflagermodell

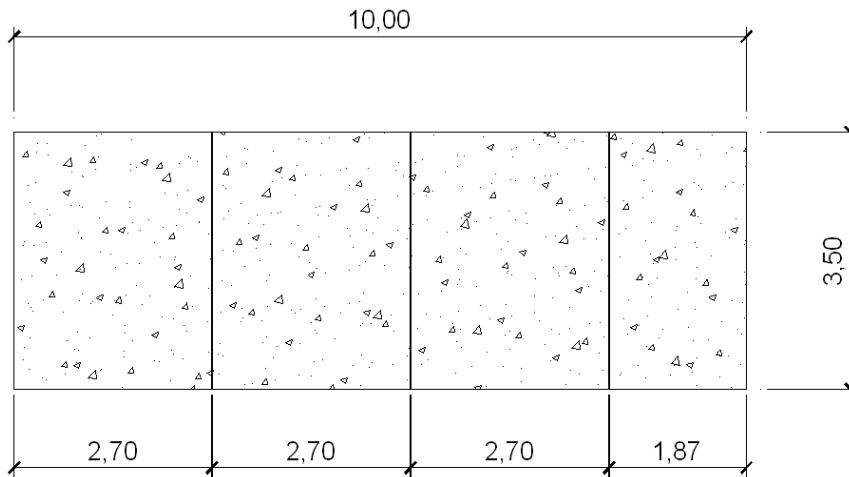


Abb. 3.2: Die maximale Größe jeder Fassadenplatten beträgt 2,7m Breite und 3,5 m Höhe.

3.1.1 Untersuchte Abmessungen

Folgende Abmessungen wurden untersucht.

- Das Standard-Fassadensystem wurde zunächst ohne Fenster und sonstige Durchbrüche untersucht. Soweit Fenster oder Durchbrüche angeordnet werden sollen, werden zusätzliche Betrachtungen erforderlich.
- Das Fassadensystem ist für maximal 10,0 m Breite und 3,5 m Höhe der Tragschale berechnet. Die Länge von 10 m ergibt sich aus der Stützweite und die Höhe von 3,5 m aus der Höhe zwischen den Decken.

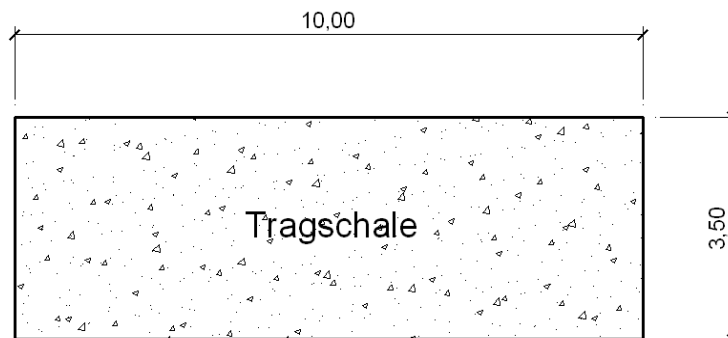


Abb. 3.3: maximale Größe der Tragschale

- Für die Elemente der Vorsatzschalen wurden keine größeren Abmessungen als 3,50 x 2,70 m vorgesehen.

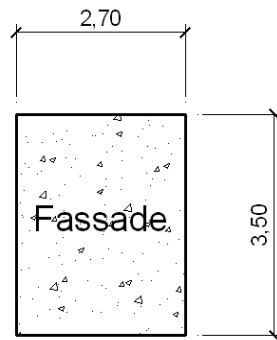


Abb. 3.4: Maximale Größe der Elemente der Vorsatzschale

- Die Fuge zwischen den einzelnen Fassadenplatten soll größer als 10 mm sein.

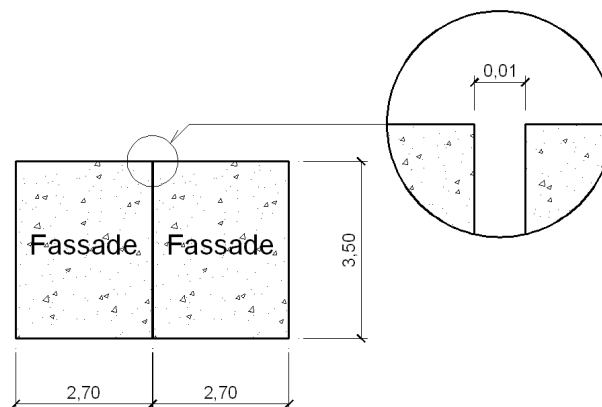


Abb. 3.5: minimale Fuge 10 mm zwischen den Fassadenplatten

- Die maximale Vertikalverformung der Platten ist jeweils nachzuweisen. Sie entscheidet über die Einheitlichkeit des Fugenbildes. Zulässige Werte sind im Einzelfall festzulegen. Ihr Größtwert ist – soweit nicht anders geregelt – aus optischen Gründen unter quasi-ständiger Einwirkungskombination auf -1,0 mm zu beschränken. Unter seltener Einwirkungskombination sollte der Wert – soweit nicht anders geregelt - nicht mehr als -2,0 mm betragen.
- Nach den Ergebnissen im Kapitel 5.1 sollte die Fassadenplatte immer einen Randabstand der Anker von rund 30 % des Ankerrasters haben.

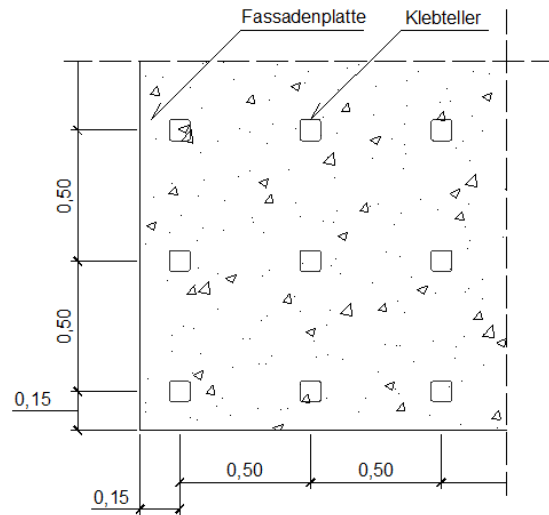


Abb. 3.6: Maximaler Randabstand der Anker in der Fassadenplatte

- Das Fassadensystem muss senkrecht eingebaut werden.
- Die Windlast ist nach Windzone 1 (Binnenland) nach DIN 1055-4 [86] zu berücksichtigen.
- Das Fassadensystem kann an Gebäuden, deren Gebäudehöhe nicht mehr als 25 m beträgt, installiert werden.
- Das Fassadensystem kann nur verwendet werden, wenn es keine brandschutztechnischen Anforderungen an die Fassade gibt.
- Sonderlasten aus Erdbeben ebenso wie Anpralllasten werden nicht berücksichtigt.

3.1.2 Verwendete Materialien

3.1.2.1 Fassadenplatte

Die Fassadenplattendicke des Fassadensystems beträgt 15 mm. Die Fassadenplatte ist damit wesentlich dünner als eine Fassadenplatte aus Naturstein. Deren Plattendicken betragen nach DIN 18516-3 [42] mindestens 30 mm.

In diesem Forschungsvorhaben wurden hochfester Beton „Referenzbeton 1“ und Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“ bezüglich ihrer Eignung als Fassadenplatte im untersuchten Fassadensystem getestet. Die Ergebnisse zeigen, dass Referenzbeton 1 als Verankerungsgrund für die Klebverbindung besser geeignet ist.

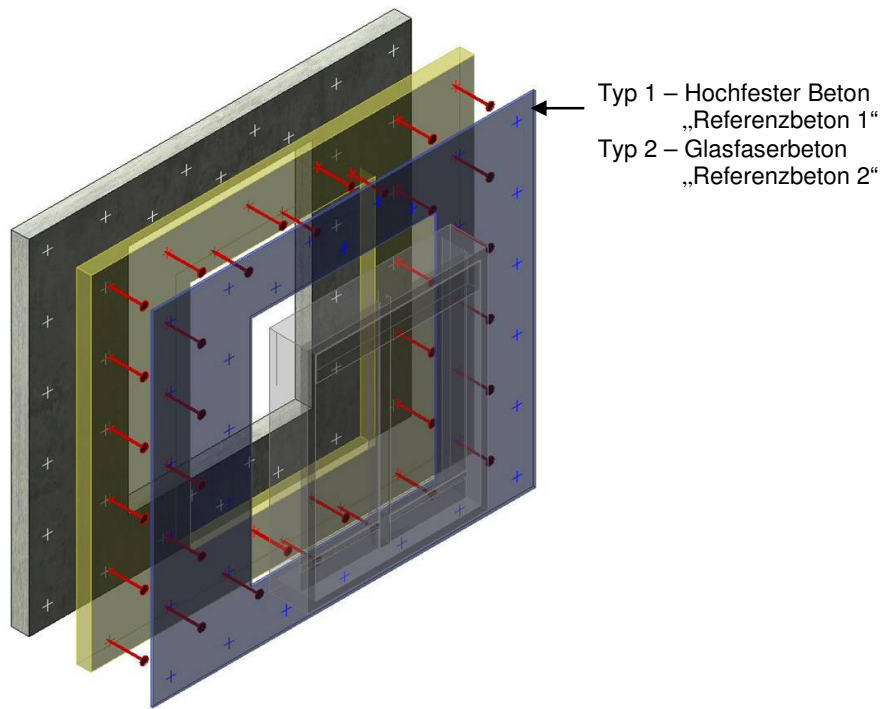


Abb. 3.7: Baumaterial der Fassadenplatte

3.1.2.1.1 Hochfester Beton

Der im Projekt verwendete hochfeste Beton „Referenzbeton 1“ wurde vom Lehrgebiet „Werkstoffe im Bauwesen (Prof. Breit)“, an der TU Kaiserslautern, hergestellt. Die Zusammensetzung des Referenzbetons 1 ist in der folgenden Tab. angegeben.

Zusammensetzung	Anteile (kg/m ³)
Zement CEM I 42,5R HS (Schelk.)	800,00
Wasser	71,00
Fließmittel Glenium ACE 30	34,50
Stahlfasern $\phi 15\mu\text{m} \times 6\text{mm}$	144,00
Silicoll SL (Suspension)	240,00
Superabsorbenpolymer (SAP)	3,20
Fe ₂ O ₃ Pigment	24
Quarzmehl 1600	194,80
Sand 0,125/0,5	216,75
Rheinsand 0/2	173,42
Splitt 2/5	493,35

Tab. 3.1: Zusammensetzung des Referenzbetons 1

Eigenschaften	Mittelwert	Charakteristischer Wert ¹⁾	Anzahl der Proben	Standardabweichung
Druckfestigkeit	134,83 N/mm ²	127,38 N/mm ²	5	2,19 N/mm ²
Biegezugfestigkeit	13,62 N/mm ²	11,17 N/mm ² 2)	13	1,02 N/mm ²
Zugfestigkeit	7,61 N/mm ²	5,89 N/mm ²	6	0,56 N/mm ²
E-Modul	39,61 kN/mm ²	-	6	5,87 kN/mm ²
Dichte	23,25 kN/m ³	-	13	0,20 kN/m ³
Zug : Bruchdehnung	0,000236	0,000128	6	0,000035

Tab. 3.2: Eigenschaften des Referenzbetons 1

1) 5%-Fraktilwert wurde bei einem Vertrauensniveau von 90% ermittelt.

2) fct,fl,0,05

Die Eigenschaften des Referenzbetons 1 wurden selbst untersucht. Im Vergleich zum ultrahochfesten Feinkornbeton (M1Q) im Kapitel 2.1.1.2.1 ist die Druckfestigkeit des Referenzbetons 1 ein wenig geringer. Trotzdem entspricht der Mittelwert der Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 1 mit 13,6 N/mm² nahezu der Biegezugfestigkeit von 13,3 N/mm² des UHPC M1Q (vgl. Kapitel 2.1.1.2.4).

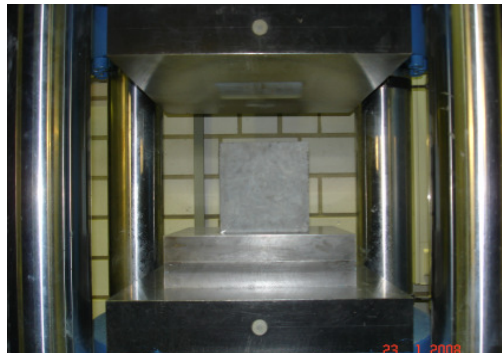


Abb. 3.8: Prüfung der Druckfestigkeit vom Referenzbeton 1



Abb. 3.9: Prüfung der Biegezugfestigkeit vom Referenzbeton 1

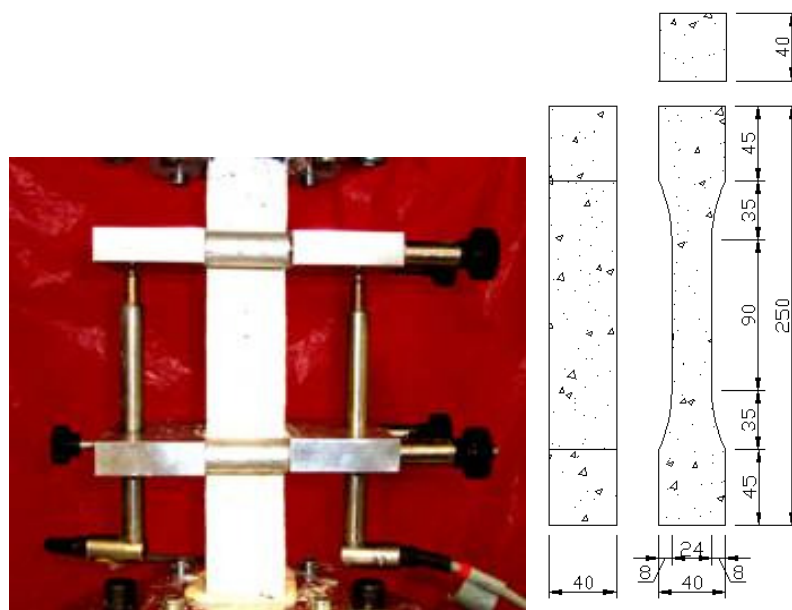


Abb. 3.10: Prüfung der Zugfestigkeit vom Referenzbeton 1

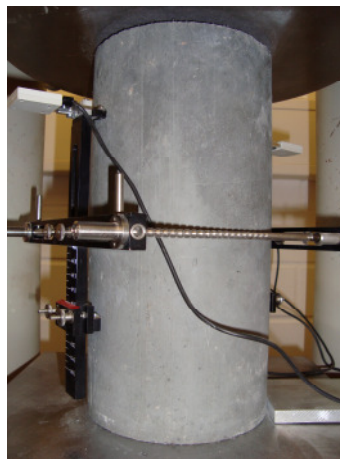


Abb. 3.11: Prüfung des E-Moduls von Referenzbeton 1

3.1.2.1.2 Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“

Die Glasfaserbetonfassadenplatte soll mit Fassadenelementen aus textildbewehrtem Glasfaserbeton hergestellt werden. Die Anlieferung der Elemente erfolgte durch den Hersteller:

Novacret Faserbaustofftechnik GmbH
Balduinstr. 1A
D-54462 Bernkastel-Kues.



Abb. 3.12: Oberfläche des Glasfaserbetons

Die Fassadenelemente enthalten Kurzfasern aus alkaliresistentem Glas. Zusätzlich werden die Elemente zweilagig mit einem Glasfasertextil bewehrt, das für ein nichtsprödes Nachrissverhalten sorgt. Die Mindestübergreifungslänge gestoßener Textilien beträgt 20 cm.

Die Elemente wurden in einem Spritzverfahren mit glatter, eierschalenfarbener Oberfläche ebenflächig hergestellt. Die Fassadenplatten sind weitestgehend zwangfrei gelagert und so zu dimensionieren, dass mit ausreichendem Sicherheitsabstand eine Rissbildung in der Fassadenplatte vermieden wird.

Die Eigenschaften des Referenzbetons 2 wurden selbst untersucht (Kapitel 5.3.2.1.) Die Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 2 ($6,8 \text{ N/mm}^2$) ist deutlich geringer als die Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 1 ($13,6 \text{ N/mm}^2$).

Eigenschaften	Mittewert	Charakteristischer Wert	Anzahl der Proben	Standardabweichung
Biegezugfestigkeit	$6,81 \text{ N/mm}^2$	$4,13 \text{ N/mm}^2$	30	$1,30 \text{ N/mm}^2$
Dichte	$20,09 \text{ kN/m}^3$	-	94	$0,45 \text{ kN/m}^3$

Tab. 3.3: Eigenschaften des Referenzbetons 2

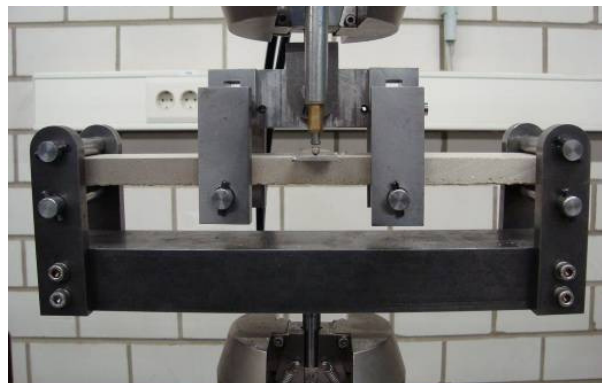


Abb. 3.13: Prüfung der Biegezugfestigkeit vom Referenzbeton 2 nach [38]

3.1.2.2 ComBAR[®] GfK Anker

Der ComBAR[®] GfK-Stab besteht aus einem Harz mit 75 vol. Prozent (89 Gewichtsprozent) Glasanteil. Der ComBAR[®] GfK-Teller besteht aus einem Harz mit ca. 40 Gewichtsprozent mit einem E-Modul von ca. 10 MPa und einem Schmelzpunkt von ca. 300°C. Beide Harze sind auf ihre Dauerhaftigkeit von der Firma Schöck geprüft.

Ursprünglich wurden GfK-Stäbe mit einem Durchmesser von 12 mm und 16 mm als Anker betrachtet. Nach ersten Berechnungen wurde der GfK Anker mit einem Durchmesser von 12 mm aus wirtschaftlichen Gründen für dieses Projekt gewählt.



Abb. 3.14: Schöck ComBAR[®] GfK Anker – GfK Stab mit einem Kopfteller

3.1.2.3 Wärmedämmung

Die Wärmedämmung hat keine tragende Funktion zu erfüllen. Sie muss vorgebohrt werden, um beim Durchstecken der GfK-Anker kein WD-Material in den Beton der Tragschicht einzutreiben. Ansonsten richtet sich ihre Ausbildung nach bauphysikalischen Anforderungen.

3.1.3 Hinterlüftung des Fassadensystems

Minimale Querschnittstiefe des Hinterlüftungsraumes

Die Querschnittstiefe des Hinterlüftungsraumes soll mindestens 20 Millimeter betragen. Die hierfür erforderlichen Anforderungen regelt die DIN18516-1, 1999.

„4.2.2 Zur Reduzierung von Feuchte, zur Ableitung von eventuell eindringendem Niederschlag, zur kapillaren Trennung der Bekleidungen von der Dämmstoffschicht bzw. der Wandoberfläche und zur Ableitung von Tauwasser an der Innenseite der Bekleidung ist eine Hinterlüftung erforderlich.

Diese Anforderung wird in der Regel erfüllt, wenn die Bekleidungen mit einem Abstand von mindestens 20 mm von der Außenwand bzw. Dämmstoffschicht angeordnet werden. Der Abstand darf z.B. durch die Unterkonstruktion oder durch Wandunebenheiten (siehe 6.1) örtlich bis auf 5 mm reduziert werden.

Bei vertikal angeordneten Trapez- oder Wellprofiltafel darf die Bekleidung streifenförmig aufliegen, wobei sicherzustellen ist, dass der freie Hinterlüftungsquerschnitt mindestens $200 \text{ cm}^2/\text{m}$ beträgt.“

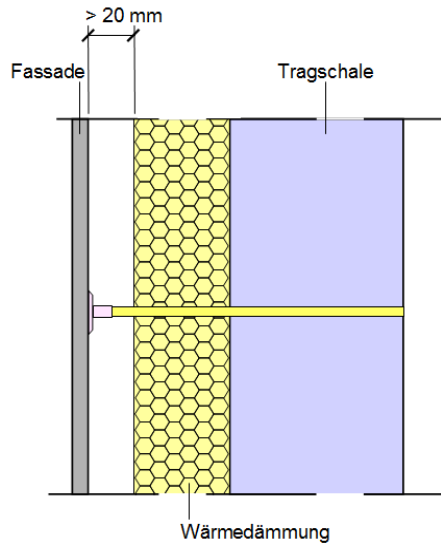


Abb. 3.15: Die Querschnittstiefe des Hinterlüftungsraumes soll mindestens 20 Millimeter betragen.

3.2 Anordnung des berechneten Modells

Das berechnete Modells wurde in folgendem Achsmodell abgebildet:

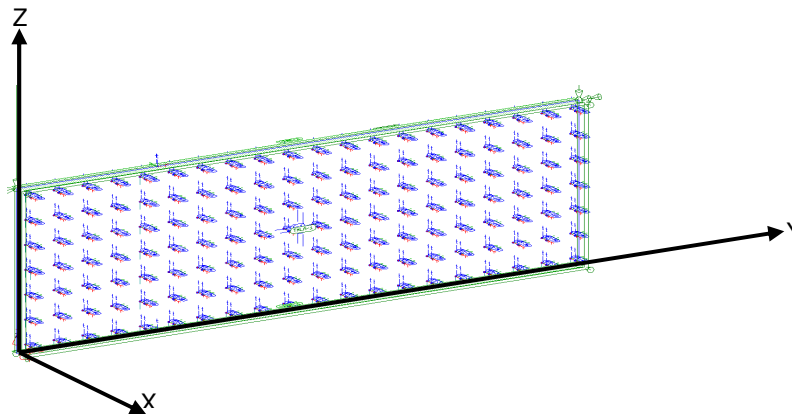


Abb. 3.16: Achsen des berechneten Modells

Es wurde folgende Vorzeichenregel verwendet:

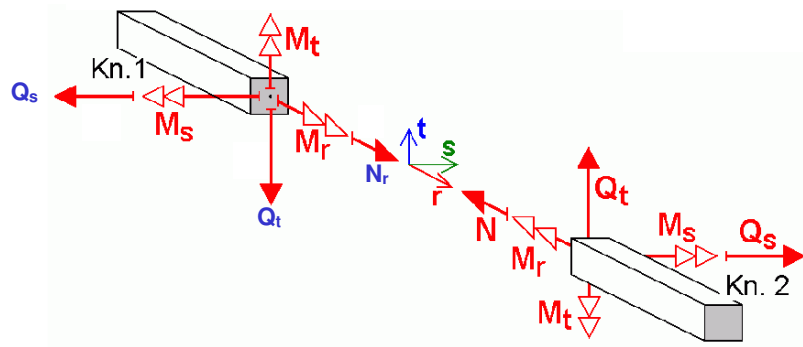


Abb. 3.17: Positive Schnittgrößen am GfK Anker

3.3 Einwirkungen

Dieses Kapitel beschreibt die Ermittlung der charakteristischen Einwirkungen.

3.3.1 Eigenlasten

Der Rechenwert der vertikalen Eigenlasten wurde aus DIN 1055-1 und den GfK Eigenschaften [37] entnommen.

	Bauteil	Material	Eigengewicht [kN/m ³]
1	Tragschale	Stahlbeton mit Beton C40/50	25
2	Fassadenplatten	Hochfester Beton mit Stahlfasern	24

Tab. 3.4: Eigengewichte der Bauteile

3.3.2 Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte

Ungleiche Erwärmungen von Fassadenplatten führen zu zusätzlichen Spannungen.

Die Berechnung des Temperaturverlaufes in dem Wandsystem erfolgt mit dem nachfolgend beschriebenen Differenzenverfahren:

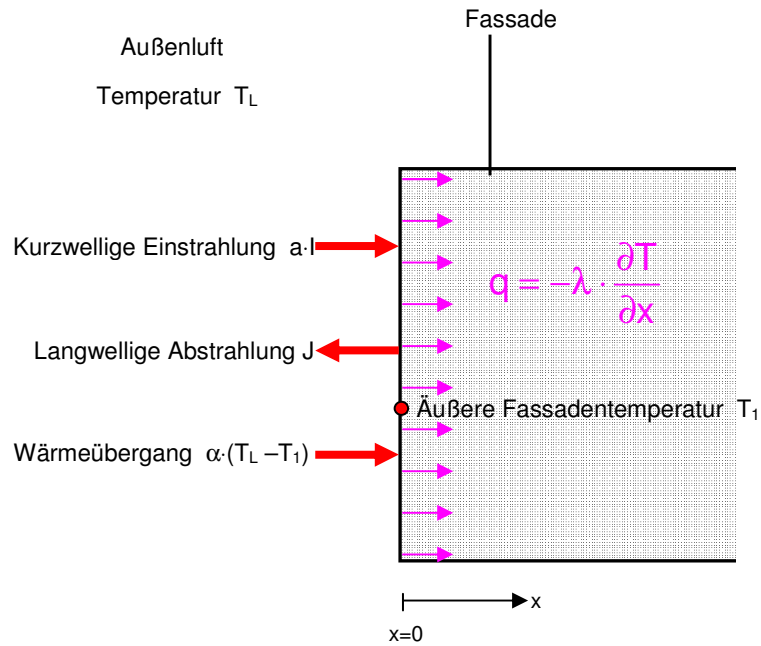


Abb. 3.18: Wärmebilanz an der äußeren Fassadenfläche

Dabei ist:

a = Absorptionskoeffizient

I = kurzwellige Einstrahlung $\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$

α_k = Wärmeübergangszahl $\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \right]$

T_L = Lufttemperatur [K]

T_O = Oberflächentemperatur [K]

J = langwellige Abstrahlung $\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$

q = Wärmestromdichte $\left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$

λ = Wärmeleitfähigkeit $\left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$

T = Temperatur [K]

x = Abstand [m]

Ein zeitlich konstanter Wärmestrom q , fließt senkrecht durch die Fassadenplatte:

$$q = -\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x}$$

Die Wärmebilanzgleichung an der äußeren Fassadenfläche lautet:

$$a \cdot I + \alpha_k (T_L - T_O) - J - q = 0$$

An der der Hinterlüftung zugewandten Seite entfällt die direkte Sonneneinstrahlung I. Die Gegenstrahlung der Wärmedämmung wurde dort auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

Absorptionskoeffizienten können aus den nachfolgenden Richtzahlen abgeschätzt werden [95].

Weißer Anstriche	a = 0,27 ... 0,40
Heller Sand	a = 0,50 ... 0,70
Beton	a = 0,60 ... 0,80
Schiefer, Dachpappe	a = 0,90
Schwarze Anstriche	a = 0,96 ... 0,98

Für die Fassadenplatten, die möglicherweise mit Eisenoxiden pigmentiert sind und nahezu schwarz sein können wird nachfolgend ungünstigste von einer Absorptionszahl von a=0,98 ausgegangen.

Wegen der Vielfalt der Einflussfaktoren wählt man für vertikale Flächen als Durchschnittswert den Verlust durch langwellige Strahlung von ca. 40 – 45 W/m² [95].

Windgeschwindigkeit [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Wärmeübergangszahl [W/(m ² ·K)]	7,8	11,5	15,2	18,9	22,6	26,3
Wärmeübergangszahl [kJ/(h·m ² ·K)]	28,1	41,4	54,7	68,0	81,4	94,7

Tab. 3.5: Mittlere Wärmeübergangszahlen für Betonaußenwände in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit [97]

Bauteil	α_s	α_k	α_{ges}
	[W/(m ² ·K)]		
Wände in Schattenflächen	3,9	7,1	11,0
Wände in besonnten Flächen	4,0	7,5	11,5

Tab. 3.6: Mittlere Wärmeübergangszahlen für unterschiedliche Bauteile bei einer Windgeschwindigkeit von 1 m/s [97]

Für die langwellige Strahlung wird somit $\alpha_k = 11,5 \frac{W}{m^2 \cdot K}$ gewählt.

Für dichten Beton [98] beträgt

$$\lambda = 2 \frac{W}{m \cdot K}$$

Himmels- richtung	T	Tageszeit [h]															
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Horizontale Fläche	3	81	230	402	565	718	837	914	939	914	837	718	565	402	230	81	
	4	72	204	366	515	664	779	855	884	855	779	664	515	366	204	72	
N	3	166	194	120	105	122	135	143	147	143	135	122	105	120	194	166	
	4	105	164	121	112	130	143	151	155	151	143	130	112	121	164	105	
S	3	29	58	83	202	357	487	572	599	572	487	357	202	83	58	29	
	4	30	62	90	194	335	454	534	562	534	454	335	194	90	62	30	
O	3	322	593	739	756	699	564	371	147	143	135	122	105	83	58	29	
	4	215	465	629	664	630	521	355	155	151	143	130	112	90	62	30	
W	3	29	58	83	105	122	135	143	147	371	564	699	756	739	593	322	
	4	30	62	90	112	130	143	151	155	355	521	630	664	629	465	215	
NO	3	334	533	573	495	364	190	143	147	143	135	122	105	83	58	29	
	4	222	420	493	443	340	191	151	155	151	143	130	112	90	62	30	
NW	3	29	58	83	105	122	135	143	147	143	190	364	495	573	533	334	
	4	30	62	90	112	130	143	151	155	151	191	340	443	493	420	222	
SO	3	140	342	519	634	698	686	607	466	285	135	122	105	83	58	29	
	4	100	276	448	561	629	629	565	443	278	143	130	112	90	62	30	
SW	3	29	58	83	105	122	135	285	466	607	686	698	634	519	342	140	
	4	30	62	90	112	130	143	278	443	565	629	629	561	448	276	100	

Tab. 3.7: Gesamteinstrahlung auf horizontale und senkrechte Flächen an Strahlungstagen bei verschiedenem Trübungsfaktor T im Juli für 50° geographische Breite im W/m² [94]

Anhand dieser Tab. wurde die Gesamteinstrahlung „I“ auf die Fassadenplatte in Südwestrichtung mit dem Trübungsfaktor T = 3 für die Berechnung angesetzt.

Einen recht genauen Überblick über die Temperaturverläufe gibt DIN 4710 im Hinblick auf Energiebedarfsrechnungen wieder. Der tageszeitliche Verlauf wird hauptsächlich durch die Bewölktheit beeinflusst.

Für die im Projekt berechneten Temperaturverläufe wurden die vereinfachten Lufttemperaturen des Monats Juli an heiteren Tagen in Potsdam [143] von 15 bis zu 30 °C, wie in Abb. 3.20 dargestellt (vgl. Anhang H), berücksichtigt.

Die Wärmeenergie wird beschrieben durch:

$$Q = c_p \cdot m \cdot dT$$

Dabei ist:

Q = Wärmeenergie [kJ]

c_p = spezifische Wärmekapazität $\left[\frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}} \right]$, für dichten Beton $c_p = 0,75 \frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}}$

dT = Temperaturdifferenz zwischen der warmen und der kalten Seite [K]

ρ = Dichte, bei Stahlbeton: $\rho = 2.500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

s = Dicke der einzelnen Fassadenplattenschichten [m]

m = Masse [kg]

Masse m pro $1 \text{ m}^2 = s \cdot \rho$

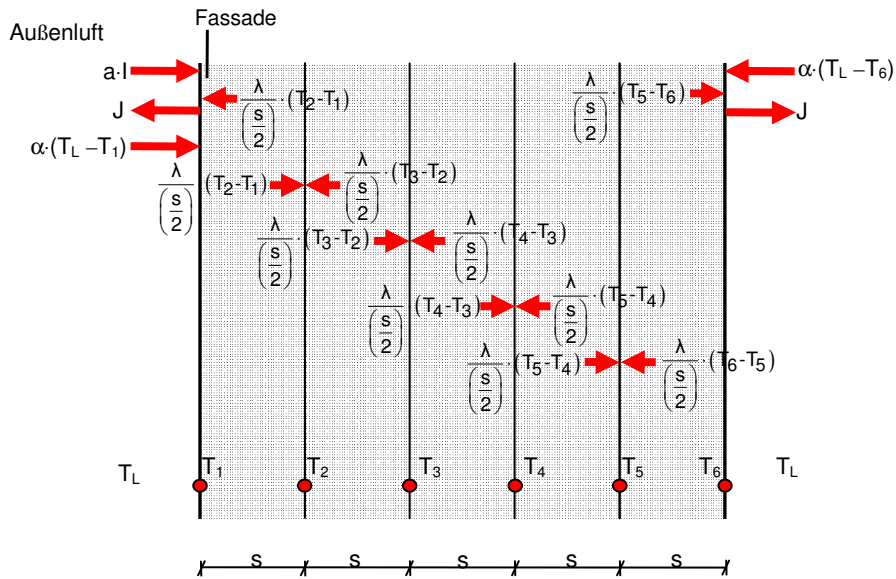


Abb. 3.19: Wärmebilanzmodell in der Fassadenplatten

$$Q = c_p \cdot m \cdot \Delta T$$

$$Q = c_p \cdot (s \cdot \rho) \cdot \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{Q}{c_p \cdot s \cdot \rho}$$

$$\Delta T = \frac{(q \cdot \Delta t)}{c_p \cdot s \cdot \rho}$$

$$\Delta T = \frac{\Delta t}{c_p \cdot s \cdot \rho} \cdot q \quad (3.1)$$

Es gilt: $q = -\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x}$

Im Beton fließt die Wärmestromdichte zum Punkt „n“.

Daraus folgt:

$$q_{\text{link}} = \frac{\lambda \cdot (T_{n-1} - T_n)}{s}$$

$$q_{\text{recht}} = \frac{\lambda \cdot (T_{n+1} - T_n)}{s}$$

An den Oberflächen befindet sich nur die Hälfte der speicherfähigen Masse $S/2$ und die Wärmestromdichte aus der Luft ergibt sich dadurch zu:

$$q = \alpha_k \times (T_L - T_o)$$

Die Temperatur an der äußeren und der inneren Oberfläche von Wänden mit unterschiedlichen Anstrichen ist in Abhängigkeit von verschiedenen Zeitpunkten, mit unterschiedlicher Sonneneinstrahlung in folgender Abb. dargestellt.

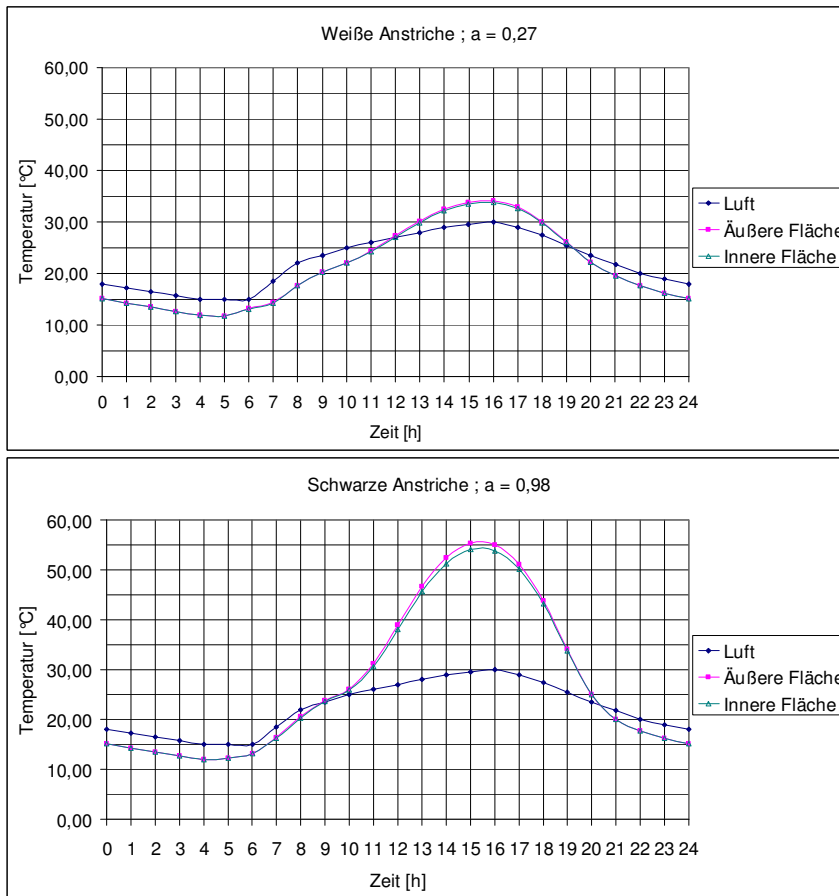


Abb. 3.20: Tagesgang der Temperaturverteilung in einer Südwestfassade (d= 15 mm), 50° nördl. Breite

Die Ergebnisse zeigen, dass die maximale Differenz zwischen den Temperaturen an äußeren und der inneren Oberfläche einer Fassadenplatte nur ca. 1,3 K beträgt.

Angaben zur Größe der Temperaturunterschiede finden sich in DIN 18516-1 [99].

„5.2.2 Temperatureinfluss, Quellen und Schwinden

Gegebenenfalls ist ein Temperaturunterschied zwischen der äußeren und inneren Oberfläche der Bekleidungsplatte zu berücksichtigen: Näherungsweise gilt für mineralische Baustoffe $\Delta T = 1,5 \times d$ (Plattendicke d in Zentimeter, ΔT in Kelvin).“

Als maximaler Temperaturunterschied zwischen der äußeren und inneren Fassadenfläche gilt: $\Delta T = 1,5 \times d$ (Plattendicke d in Zentimeter, ΔT in Kelvin) [99]. Somit ist der maximale Temperaturunterschied zwischen der äußeren und der inneren Oberfläche der Fassadenplatte $\Delta T = 1,5 \times (1,5 \text{ cm}) = 2,25 \text{ K}$ maßgebend.

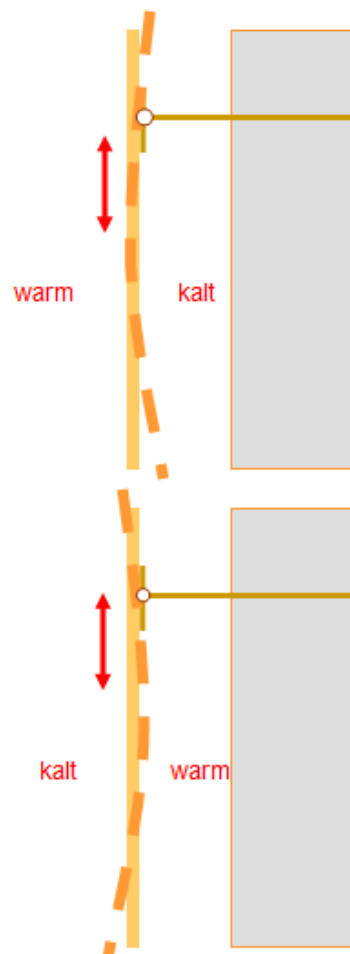


Abb. 3.21: Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte $\Delta T = 2,25 \text{ K}$

3.3.3 Differenzielle Erwärmung in der Tragschale

Der Temperaturverlauf in der Wand wurde anhand des eindimensionalen, stationären Wärmestrommodells für den Winterfall berechnet. Während des Sommers gibt es keinen großen Temperaturunterschied zwischen der Innentemperatur und die Außentemperatur besonders, wenn die Fenster geöffnet sind. Daher wird die Berechnung für den Sommerfall vernachlässigt.

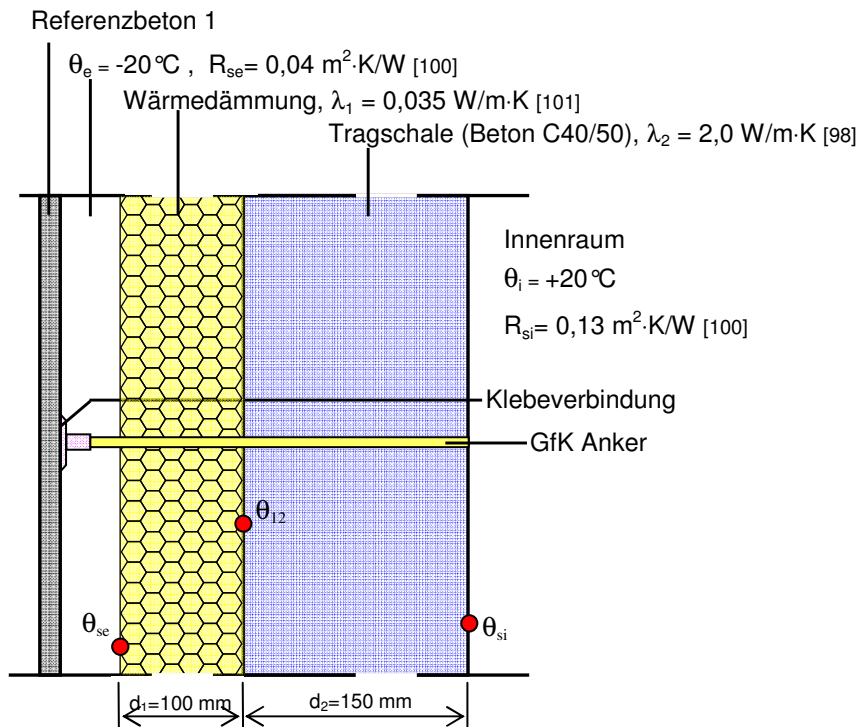


Abb. 3.22: Berechnungsmodell der differenziellen Erwärmung in der Tragschale

Dabei ist:

d_1 = Wärmedämmdicke [m]

d_2 = Betondicke [m]

θ_i = Innentemperatur [$^\circ\text{C}$]

θ_e = Außentemperatur [$^\circ\text{C}$]

θ_{si} = innere Oberflächentemperatur des Bauteils [$^\circ\text{C}$]

θ_{se} = äußere Oberflächentemperatur des Bauteils [$^\circ\text{C}$]

θ_{12} = Temperatur der Grenzfläche zwischen dem Beton und der Wärmedämmung [$^\circ\text{C}$]

$$\lambda_1 = \text{Bemessungswärmeleitfähigkeit der Wärmedämmung} \left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$$

$$\lambda_2 = \text{Bemessungswärmeleitfähigkeit der Tragschale} \left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$$

$$R_{si} = \text{Wärmeübergangswiderstand der inneren Oberflächen des Bauteils} \left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$$

$$R_{se} = \text{Wärmeübergangswiderstand der äußeren Oberflächen des Bauteils} \left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$$

$$R_1 = \text{Wärmedurchlasswiderstand der Wärmedämmung} \left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$$

$$R_2 = \text{Wärmedurchlasswiderstand des Betons} \left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$$

$$R = \text{Wärmedurchlasswiderstand} \left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$$

$$R_T = \text{Wärmedurchgangswiderstand} \left[\frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \right]$$

$$U = \text{Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert)} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \right]$$

$$q = \text{Wärmestromdichte} \left[\frac{\text{W}}{\text{m}^2} \right]$$

Der Mindestwert für den Wärmedurchlasswiderstand R_{\min} der Außenwände nach DIN 4108-2 [101] ist 1,2 $[\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}]$.

$$\begin{aligned} R &= \frac{d_1}{\lambda_1} + \frac{d_2}{\lambda_2} \\ &= \frac{(0,10 \text{ m})}{\left(0,035 \frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}}\right)} + \frac{(0,15 \text{ m})}{\left(2 \frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}}\right)} \\ &= 2,932 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}} \geq R_{\min} \end{aligned}$$

Die Wand hat einen ausreichenden Wärmedurchlasswiderstand.

$$U = \frac{1}{R_T}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{R_{si} + R + R_{se}} \\ &= \frac{1}{\left(0,13 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}}\right) + \left(2,932 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}}\right) + \left(0,04 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}}\right)} \\ &= 0,322 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= U \cdot (\theta_i - \theta_e) \\ &= \left(0,322 \frac{\text{W}}{\text{m}^2 \cdot \text{K}}\right) \times ((+20^\circ\text{C}) - (-20^\circ\text{C})) \\ &= 12,895 \frac{\text{W}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Temperaturdifferenz zwischen der Betonoberfläche und der Luft:

$$\begin{aligned} \Delta\theta_{si} &= q \cdot R_{si} \\ &= \left(12,895 \frac{\text{W}}{\text{m}^2}\right) \cdot \left(0,13 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}}\right) \\ &= 1,676 \text{ K} \end{aligned}$$

Temperaturdifferenz zwischen der Wärmedämmungsoberfläche und der Luft:

$$\begin{aligned} \Delta\theta_{se} &= q \cdot R_{se} \\ &= \left(12,895 \frac{\text{W}}{\text{m}^2}\right) \cdot \left(0,04 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{K}}{\text{W}}\right) \\ &= 0,516 \text{ K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{si} &= \theta_i - \Delta\theta_{si} \\ &= +20^\circ\text{C} - 1,676^\circ\text{C} = 18,324^\circ\text{C} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{se} &= \theta_e + \Delta\theta_{se} \\ &= -20^\circ\text{C} + 0,516^\circ\text{C} = -19,484^\circ\text{C} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{Q_{12} - Q_{si}}{R_1} = \frac{Q_{se} - Q_{12}}{R_2} \\ \frac{Q_{12} - Q_{si}}{\left(\frac{d_1}{\lambda_1}\right)} &= \frac{Q_{se} - Q_{12}}{\left(\frac{d_2}{\lambda_2}\right)} \end{aligned}$$

$$\frac{Q_{12} - (+18,324 \text{ °C})}{\left(\frac{0,15 \text{ m}}{\left(2 \frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right)} \right)} = \frac{(-19,484 \text{ °C}) - Q_{12}}{\left(\frac{0,10 \text{ m}}{\left(0,035 \frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right)} \right)}$$

$$13,333 \cdot Q_{12} - 244,32 \text{ °C} = -6,819 \text{ °C} - 0,35 \cdot Q_{12}$$

$$Q_{12} = 17,36 \text{ °C}$$

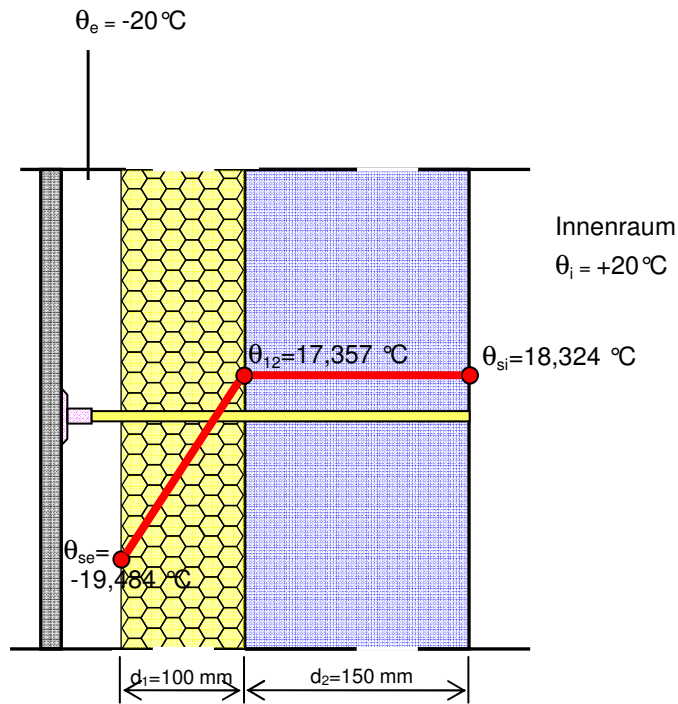


Abb. 3.23: Temperaturverlauf in der Wand

Die Temperatur der Grenzfläche zwischen dem Beton und der Wärmedämmung beträgt $17,36 \text{ °C}$. Die Temperaturdifferenz zwischen der Innenbetondeckungsfläche und der Außenbetondeckungsfläche beträgt ca. 1 °C und kann vernachlässigt werden.

3.3.4 Gleichmäßige Erwärmung

Bei Außenwandverkleidungen sind im Regelfall Schwerpunkttemperaturdifferenzen zwischen der Temperatur bei der Montage (in der Regel +10°C) und den Grenztemperaturen von -20°C und +80°C zu berücksichtigen [99]. Dann ist die Schwerpunkttemperaturdifferenz +70°C zwischen der Temperatur bei der Montage von +10°C und der Grenztemperatur von +80°C maßgebend.

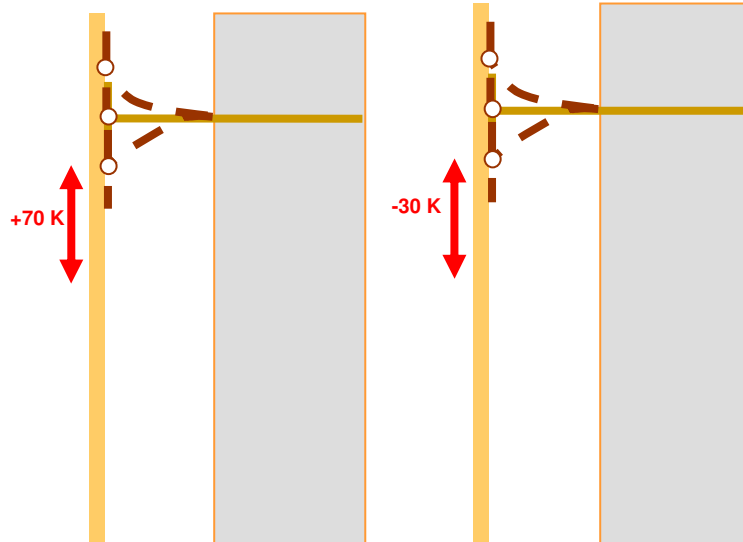


Abb. 3.24: gleichmäßige Erwärmung

3.3.5 Schwinden

Das Gesamtschwindmaß des Normalbetons und des hochfesten Betons ist aus Tabelle 3.8 entnommen. Es wird angenommen, dass die Fassadenplatte und die Tragschale 7 Tage nach dem Tag der Betonage der Fassadenplatte klebtechnisch verbunden werden und 28 Tage nach dem Tag der Betonage montiert werden.

Die Schwinddehnung des normalen Betons setzt sich aus den Anteilen der Schrumpfdehnung und der Trocknungsschwinddehnung zusammen und darf für den Zeitpunkt $t = \infty$ nach DIN1045-1 berechnet werden [87]:

Strukturen	Beton	Betonalter nach der Herstellung [Tagen]		
		7 (kleben)	28 (installieren)	∞
Tragschale	Normaler Beton C40/50	-0,10 [90]	-0,25 [90]	-0,65 [87]
Vorsatzschale	Referenzbeton 1	-0,75 [85]	-0,95 [85]	-0,10 [88]

Tab. 3.8: Schwinddehnung des Betons [mm/m]

Laut der vorherigen Tabelle ist das Gesamtschwindmaß der Tragschale und der Vorsatzschale in einer Zeitspanne von 7 bis 28 Tagen nahezu gleich. Das

Gesamtschwinden der Tragschale und der Vorsatzschale kann vernachlässigt werden.

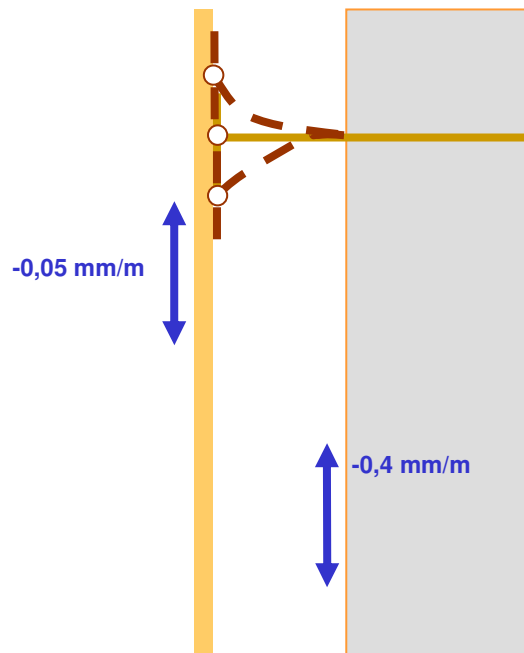


Abb. 3.25: Schwinden des hochfesten Betons und des normalen Betons nach der Installation

3.3.6 Exzentrizität und Herstelltoleranz

Die Exzentrizität und Herstelltoleranz der Tragschale werden bei einer Last von 75 kN/m mit 50 mm Exzentrizität angenommen. Wenn sich die Tragschale verbiegt, entstehen Spannungen in der Fassadenplatte. Die Anker sichern dabei das Zusammenwirken der Fassadenplatte und der Tragschale.

Die Auskrägung und Steifigkeit der Anker entscheidet über die Größe der Zug- oder Druckspannungen in der Vorsatzschale. In der Finite-Elemente-Berechnung wird dieser Effekt durch wirklichkeitsnahe Eingabe des Systems berücksichtigt.

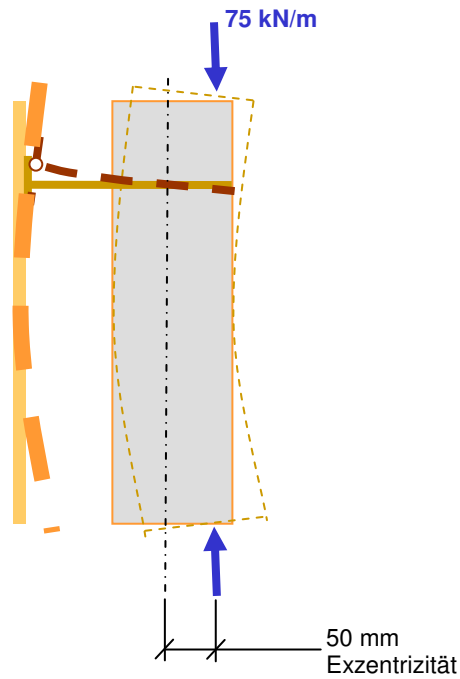


Abb. 3.26: Exzentrizität und Herstelltoleranz

3.3.7 Windlast

Die Lasten aus der Windbeanspruchung werden nach DIN 1055-4 [86] ermittelt. Der Winddruck, der auf eine Außenfläche eines Bauwerks wirkt, wird gemäß Gl.4 DIN 1055-4 [86] beschrieben mit:

$$w_e = c_{pe} \cdot q(z_e)$$

Dabei ist

c_{pe} = das aerodynamische Beiwert für den Außendruck nach Abschnitt 12 in DIN 1055-4;

z_e = die Bezugshöhe nach Abschnitt 12 in DIN 1055-4;

q = der Geschwindigkeitsdruck nach Abschnitt 10 in DIN 1055-4;.

Infolge der Windlast nach Windzone 1 [86] ergibt sich der Geschwindigkeitsdruck q für die Berechnung zu mindestens $0,75 \text{ kN/m}^2$, wenn die Höhe des Gebäudes nicht mehr als 25 m beträgt.

Der maximale Winddruck beträgt:

$$w_e = c_{pe} \cdot q(z_e) = (1,0) \cdot (0,75 \text{ kN/m}^2) = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

Somit ist der maximale Windsog:

$$w_e = c_{pe} \cdot q(z_e) = (-1,7) \cdot (0,75 \text{ kN/m}^2) = -1,275 \text{ kN/m}^2$$

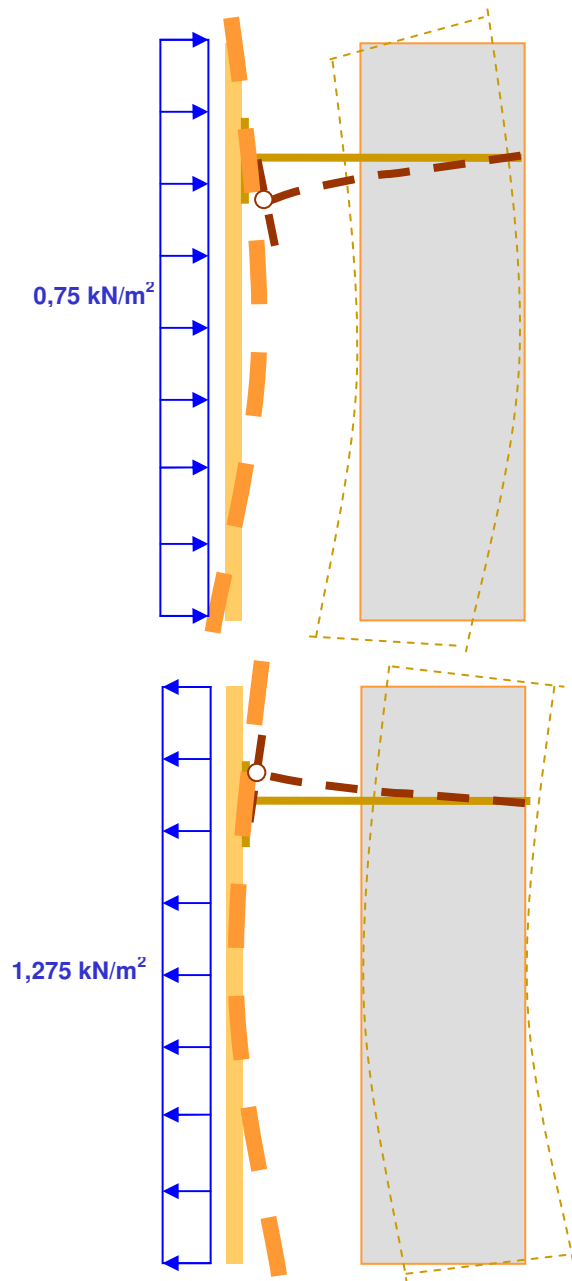


Abb. 3.27: Charakteristische Werte für Winddruck und Windsog



3.3.8 Zwängungen

Zwängungen entstehen durch die Behinderung der freien Verformung. Eine Krümmungsbehinderung der Tragschale aufgrund der Lagerungsbedingung an den Rändern wird in der Berechnung berücksichtigt.

3.3.9 Eigenspannungen in der Fassadenplatte

Eigenspannungen entstehen durch nichtlineare Temperaturgradienten in einer Fassadenplatte. Eigenspannungen sind mechanische Spannungen, die aus der Abweichung des Verformungswillens der einzelnen Querschnittsfaser vom tatsächlichen Verzerrungszustand entstehen und die keine Schnitt- oder Auflagergrößen hervorrufen.

Für die Ermittlung der maximalen Temperaturdifferenz zwischen Außen- und Innenseite der Fassadenplatte wird eine Südwestfassade untersucht. Unterstellt wird Trübungsfaktor 3 und 50° nördl. Breite. Der Tagesgang der Lufttemperatur wird vereinfacht wie in Abb. 3.20 dargestellt mit einer Tageshöchsttemperatur von 30 °C um 16:00 Uhr und einer Minimaltemperatur von 15 °C um 06:00 Uhr unterstellt. Als Anfangstemperatur wird von einer konstanten Temperatur von 13 °C um 06:00 Uhr ausgegangen. Als Absorptionskoeffizient wurde ungünstigst 0,98 gewählt.

Das Modell der Fassadenplatte hat 5 Schichten. Der Verlauf des Tagesganges der Temperaturverteilung in einer Südwestfassade (d= 15 mm), bei 50° nördl. Breite ist in Abb. 3.20 dargestellt.

Es geht daraus hervor, dass um 20 Uhr der maximale, nichtlineare Temperaturgradient in einer Fassadenplatte auftritt.

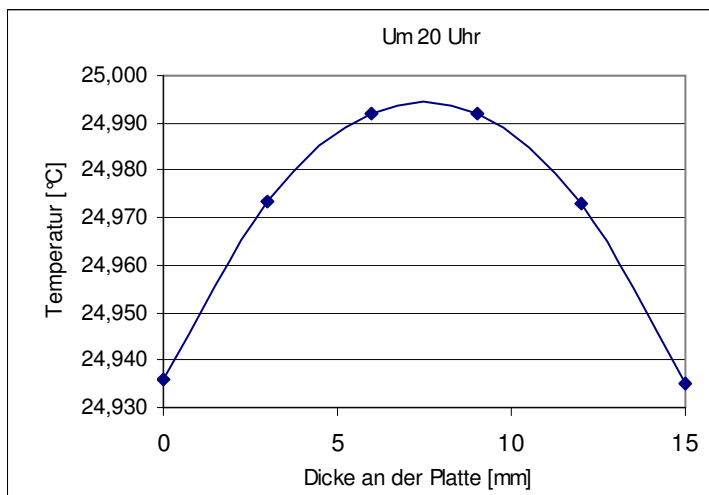


Abb. 3.28: Maximale, nichtlineare Temperaturverteilung in einer Südwestfassade (d= 15 mm), bei 50° nördl. Breite und 20:00 Uhr

Die Eigenspannung in der Fassadenplatte wird aus der Temperaturverteilung mit 20 Schichten berechnet. Die maximale Zugspannung am Rand beträgt $0,13 \text{ N/mm}^2$ und die maximale Druckspannung in der Mitte beträgt $-0,07 \text{ N/mm}^2$.

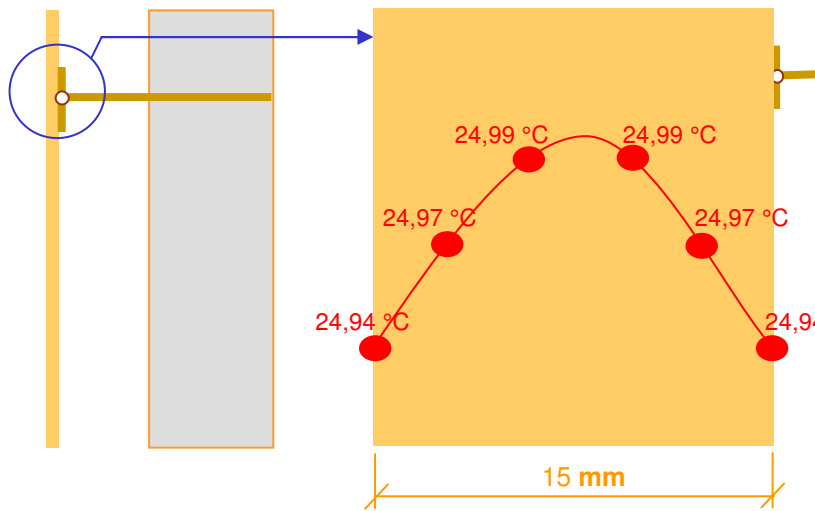


Abb. 3.29: Nichtlineare Temperaturverteilung in einer 15 mm dicken Fassadenplatte, 20:00 Uhr

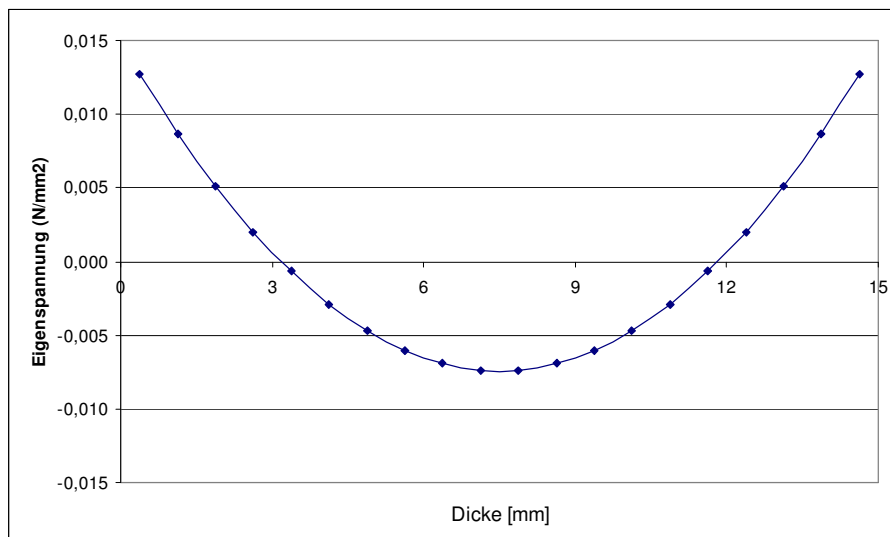


Abb. 3.30: Maximale Eigenspannungen in einer 15 mm dicken Fassadenplatte, 20:00 Uhr

Die berechneten Zug- und Druckeigenspannungen betragen $0,13$ und $0,07 \text{ N/mm}^2$. Die Eigenspannungen in der Fassadenplatte sind sehr gering und können nachfolgend vernachlässigt werden.

3.3.10 Schnee- und Eislasten

Die Ermittlung der Schnee- und Eislasten erfolgt nach DIN 1055-5. In diesem Projekt werden keine Schnee- und Eislasten berücksichtigt, da das vertikale Fassadensystem keine Neigung hat.

3.3.11 Sonderlasten

Sonderlasten sind Belastungen aus Erdbeben und Anpralllasten. In diesem Projekt werden keine Sonderlasten berücksichtigt.

3.4 Rechnerische Untersuchungen

Das Modell des Fassadensystems aus Kapitel 3.1 wird einmal mit einem Anker ohne Gelenk und einmal mit einem Anker mit Gelenk am Ankerkopf berechnet.

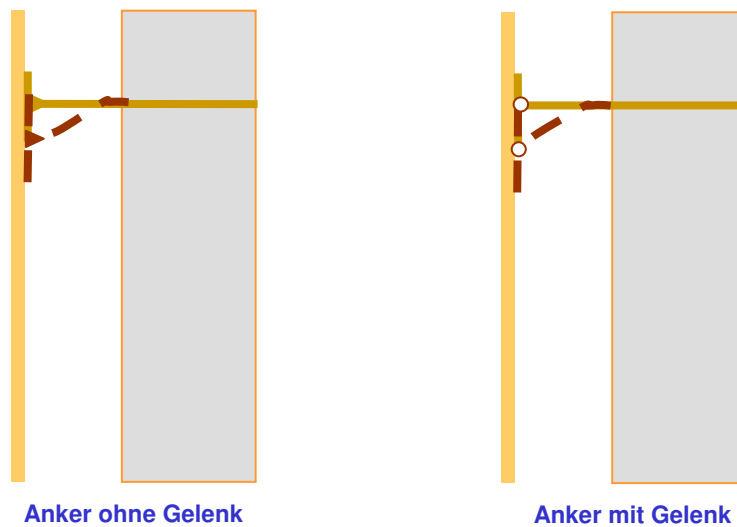


Abb. 3.31: Schematische Darstellung der Ankerverformung beim Anker mit und ohne Gelenk

In der durchgeführten FE-Berechnung wurden die in folgende Tab. enthaltenen Materialeigenschaften und Größen verwendet.

Eigenschaften	Einheit	Bauteile			
		Tragschale	Fassadenplatte		GfK Anker
Material		Stahlbeton mit Beton C40/50	Hochfester Beton mit Stahlfasern „Referenzbeton 1“	Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“	GfK
Eigengewicht	kN/m ³	25	25	25	22
E-Modul	kN/mm ²	31,4	39,6	17,8	60
G-Modul	kN/mm ²	-	-	-	9
Querdehnungszahl, μ	-	0,2	0,2	0,2	-
Wärmeausdehnungskoeffizient	1/K	1×10^{-5}	1×10^{-5}	1×10^{-5}	-
Dicke	m	0,15	0,015	0,015	-
Länge	m	10,0	< 2,7	< 2,7	0,16
Höhe	m	3,5	3,5	3,5	-
Durchmesser	mm	-	-	-	12

Tab. 3.9: Materialeigenschaften und Abmessungen

Die Berechnungen wurden mit dem FE-Programm MicroFe [142] durchgeführt.

3.4.1 Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung für die Fassadenplatten aus hochfestem Beton „Referenzbeton 1“

Es wurden Ankerraster von 500 x 500 und 600 x 600 mm untersucht. Die Berechnung erfolgte mit dem FE-Programm MicroFe. Untersucht wurden freie Ankerlängen von 12, 14 und 16 cm.

3.4.1.1 Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker ohne Gelenk

Nachfolgende Tabelle enthält die maßgebenden Lastfälle sowie die Verformungen für ein Ankerraster 500 x 500 mm und eine Länge des Ankers von 140 mm.

Lastfall	Einwirkung	Verformungen der Fassadeplatte		
		U _x [mm]	U _y [mm]	U _z [mm]
1	Eigengewicht	0	0	-0,3
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadeplatte -2,25 K	-0,1	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadeplatte +2,25 K	0,1	0	0
4	Gleichmäßige Erwärmung +70 K	-0,1	-0,9	-1,2
5	Gleichmäßige Erwärmung -30 K	0,1	0,4	-0,5
6	Winddruck 0,75 kN/m ²	-0,2	0	0
7	Windsog 1,275 kN/m ²	0,3	0	0
8	Schwinden	-0,1	-0,7	1,5
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,3	0	-0,1

Tab. 3.10: Berücksichtigte Einwirkungen, Verformungen der Fassadeplatte mit einem Anker ohne Gelenk bei einem Ankerraster von 500 x 500 mm.

Für die einzelnen Lastfälle ergeben sich bei einem Ankerraster von 500 x 500 mm folgende Schnittgrößen und Randspannungen in der Fassadeplatte:

Lastfall	Einwirkung	Randspannungen in der Fassadeplatte [N/mm ²]	Schnittgrößen im Anker		
			N _r [kN]	Q _s [kN]	Q _t [kN]
1	Eigengewicht	0,49	0,02	0	0,08
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadeplatte -2,25 K	0,83	0,06	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadeplatte +2,25 K	0,83	0,03	0	0
4	Gleichmäßige Erwärmung +70 K	1,51	0,08	0,26	0,22
5	Gleichmäßige Erwärmung -30 K	0,69	0,04	0,11	0,09
6	Winddruck 0,75 kN/m ²	0,71	-0,23	0,01	0
7	Windsog 1,275 kN/m ²	1,20	0,36	0,01	0
8	Schwinden	0,86	0,04	0,24	0,12
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,14	0,01	0	0,01

Tab. 3.11: Randspannungen in der Fassadeplatte und Schnittgrößen im Anker ohne Gelenk, unter den jeweiligen Lastfällen bei einem Ankerraster von 500 x 500 mm.

Die Bemessungswerte ergeben sich aus ungünstigster Überlagerung der γ -fachen Einwirkungen und sind für die verschiedenen Ankerraster und Abstände zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte in Tab. 3.12-3.15 dargestellt. Berücksichtigt wurden hierbei auch die Ergebnisse der Berechnung mit dem Ankerraster 500 x 500 und 600 x 600mm.

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	-0,2	-0,3	-0,5
0,60	-0,5	-0,5	-0,7

Tab. 3.12: Vertikale Verformung U_z unter Eigenlast [mm]

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	7,90	6,78	6,62
0,60	7,90	7,00	6,62

Tab. 3.13: Bemessungswert der Randspannung $f_{ct,fl}$ [N/mm²] in der Fassadenplatte, sieh. Abb. I.2

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	0,74	0,73	0,71
0,60	0,96	0,72	0,70

Tab. 3.14: Maximalwert der Zugkraft an der geklebten Verbindung N_{Ed} [kN]

AnkerRaster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	1,34	0,86	0,62
0,60	1,02	0,92	0,67

Tab. 3.15: Bemessungswert der Scherkraft an der geklebten Verbindung V_{Ed} [kN]

Die Längskräfte im Anker sind gering und können vernachlässigt werden. Die farbig hinterlegten Werte in Tab. 3.13 zeigen, dass die Bemessungswerte der Randspannung in der Fassadenplatte höher sind, als die Bemessungswerte der Biegezugspannungen des Referenzbetons 1. Das heißt, dass ein Anker ohne Gelenk nicht für die geklebte Fassadenplatte aus Referenzbeton 1 verwendet werden kann.

Weil mit den gewählten Parametern der Widerstandswert der Betonzugfestigkeit $f_{ct,fl,d} = 4,96 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abschn. 6.3) überschritten wird, wird nachfolgend das ansonsten unveränderte System bei Anordnung eines Gelenks am Ankerkopf untersucht.

3.4.1.2 Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker mit Gelenk

Nachfolgende Tabelle enthält die maßgebenden Lastfälle sowie die Verformungen für ein Ankerraster 500 x 500 mm mit einem Anker mit Gelenk und eine Länge des Ankers von 140 mm.

Zum Vergleich sind nur die Ergebnisse des Modells mit einem Ankerraster von 500 x 500 mm und einer Länge des Ankers von 140 mm in den Tabellen dargestellt.

Lastfall	Einwirkung	Verformungen der Fassadenplatte		
		U _x [mm]	U _y [mm]	U _z [mm]
1	Eigengewicht	0	0	-0,8
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte -2,25 K	-0,1	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte +2,25 K	0,1	0	0
4	Gleichmäßige Erwärmung +70 K	0	0,9	-1,2
5	Gleichmäßige Erwärmung -30 K	0	-0,4	-0,5
6	Winddruck 0,75 kN/m ²	-0,2	0	0
7	Windsog 1,275 kN/m ²	0,3	0	0
8	Schwinden	0	0,6	1,2
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,3	0	0,1

Tab. 3.16: Verformungen, der Fassadenplatte mit einem Anker mit Gelenk, unter den jeweiligen Lastfällen

Die vertikale Verformung sind größer als ohne Gelenk, weil es wegen des Gelenks keine Einspannung in der Fassadenplatte gibt. Daher verformt sich der Anker mehr.

Lastfall	Einwirkung	Randspannungen in der Fassadenplatte [N/mm ²]	Schnittgrößen im Anker		
			N _r [kN]	Q _s [kN]	Q _t [kN]
1	Eigengewicht	0,15	0,01	0	0,09
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte -2,25 K	0,84	0,06	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte +2,25 K	0,84	0,06	0	0
4	Gleichmäßige Erwärmung +70 K	0,18	0,01	0,11	0,09
5	Gleichmäßige Erwärmung -30 K	0,10	0	0,05	0,04
6	Winddruck 0,75 kN/m ²	0,71	-0,22	0	0
7	Windsog 1,275 kN/m ²	1,21	0,37	0	0
8	Schwinden	0,12	0	0,10	0,05
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,14	0,01	0	0

Tab. 3.17: Randspannungen in der Fassadenplatte und Schnittgrößen im Anker mit Gelenk, unter den jeweiligen Lastfällen

Die Ergebnisse in Tab 3.17 zeigen, dass im Fassadensystem mit einem Anker mit Gelenk, kleinere Randzugspannungen in den Fassadenplatten und kleinere Scherkräfte an der geklebten Verbindung entstehen. Das Gelenk ist also für die Herstellung der Fassadenkonstruktion maßgebend und muss technisch realisiert werden.

Die Bemessungswerte der Einwirkungen für die Fassadenplatten aus Referenzbeton 1 sind für die verschiedenen Ankerraster und Abstände zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte in Tab. 3.18-3.21 dargestellt.

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	-0,5	-0,8	-1,2
0,60	-0,6	-1,1	-1,7

Tab. 3.18: Vertikale Verformung U_z unter Eigenlast [mm]

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	2,95	2,78	2,64
0,60	4,23	3,47	3,44

Tab. 3.19: Bemessungswert der Randspannung $f_{ct,fl}$ [N/mm²] in der Fassadenplatte, siehe Abb. I.3

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	0,63	0,62	0,62
0,60	0,87	0,59	0,59

Tab. 3.20: Bemessungswert der Zugkraft an der geklebten Verbindung N_{Ed} [kN]

AnkerRaster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,50	0,68	0,43	0,29
0,60	0,59	0,47	0,35

Tab. 3.21: Bemessungswert der Scherkraft an der geklebten Verbindung V_{Ed} [kN]

Den Tab. 3.18 – 3.21 zufolge sollte das Fassadensystem mit einem Ankerraster von 500 x 500 mm und mit einem 140 mm langen Anker mit Gelenk im Hinblick auf die vertikale Verformung optimal sein. Eine durch das Eigengewicht hervorgerufene vertikale Verformung des Fassadensystems von ca. 0,8 mm sollte optisch nicht bemerkbar sein.

Die farbig hinterlegten Werte in Tab. 3.21 zeigen, dass für den Anker der Bemessungswert der Scherkraft V_{Ed} an der geklebten Verbindung zu hoch ist.

Dabei wird die zentrische Zugfestigkeit f_{fd} für den Anker auch als Bemessungswert der Biegezugspannung, die nicht mehr als $f_{fd} = 435 \text{ N/mm}^2$ (siehe Kapitel 6.5) übersteigt darf, verwendet.

Beim Fassadensystemfall in Tab. 3.21 mit Ankerraster 500 x 500 mm und Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte 120 mm beträgt die Biegezugspannung am Anker:

$$\begin{aligned} \text{Biegezugspannung} &= \frac{\text{Biegemoment im Anker}}{\text{Widerstandsmoment des 12 mm GfK Ankers}} \\ &= \frac{V_{Ed} \cdot \text{Länge des Ankers}}{\left(\frac{\pi \cdot r^3}{4}\right)} = \frac{0,68 \text{ kN} \times 0,12 \text{ m}}{\left(\frac{\pi \times (6 \text{ mm})^3}{4}\right)} \\ &= 481 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3.4.2 Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung für die Fassadenplatten aus Glasfaserbeton „Referenzbeton 2“

Es wurden Ankerraster von 400 x 400 und 500 x 500 mm untersucht. Die Berechnung erfolgte mit dem FE-Programm MicroFe. Untersucht wurden freie Ankerlängen von 12, 14 und 16 cm.

3.4.2.1 Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker ohne Gelenk

Nachfolgende Tabelle enthält die maßgebenden Lastfälle sowie die Verformungen für ein Ankerraster 400 x 400 und 500 x 500 mm und eine Länge des Ankers von 140 mm.

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	-0,1	-0,2	-0,3
0,50	-0,2	-0,3	-0,5

Tab. 3.22: Vertikale Verformung U_z unter Eigenlast [mm]

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	4,00	3,01	2,65
0,50	3,05	2,89	3,09

Tab. 3.23: Bemessungswert der Randspannung $f_{ct,fl}$ [N/mm²] in der Fassadenplatte

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	0,48	0,43	0,40
0,50	0,70	0,69	0,67

Tab. 3.24: Bemessungswert der Zugkraft an der geklebten Verbindung N_{Ed} [kN]

AnkerRaster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	1,27	0,84	0,59
0,50	1,26	0,81	0,58

Tab. 3.25: Bemessungswert der Scherkraft an der geklebten Verbindung V_{Ed} [kN]

Die farbig hinterlegten Werte in Tab. 3.23 zeigen, dass die Bemessungswerte der Randspannung in der Fassadenplatte höher sind, als die Bemessungswerte der Biegezugspannungen des Referenzbetons 2. Das heißt, dass ein Anker ohne Gelenk nicht für die geklebte Fassadenplatte aus Referenzbeton 2 verwendet werden kann.

Weil mit den gewählten Parametern der Widerstandswert der Betonzugfestigkeit $f_{ct,fl,d} = 1,84 \text{ N/mm}^2$ überschritten wird, wird nachfolgend das ansonsten unveränderte System bei Anordnung eines Gelenks am Ankerkopf untersucht. Die Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 2 $f_{ct,fl,d} = 1,84 \text{ N/mm}^2$ wird unten erläutert.

In Anlehnung an DIN 1045-1 wird $\gamma_c = 1,8$ (unbewehrter Beton) gewählt. Der im Kurzzeitversuch ermittelte 5-%-Fraktilwert wird zur Berücksichtigung des Abfalls der Biegezugfestigkeit im Dauerstandsversuch und Lastwechselfersuch mit dem Faktor 0,8 aus Kapitel 5.3.2.2 multipliziert.

Damit ergeben sich für die Biegezugfestigkeit folgende charakteristische Werte $f_{ct,fl,0,05}$ für die in diesem Projekt verwendeten Referenzbetons 2:

Referenzbeton 2 : $f_{ct,fl,0,05} = 4,13 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Kap. 3.1.2.1.2)

Der Bemessungswert des Widerstandes der Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 2 beträgt:

$$f_{ct,fl,d} = 0,80 \cdot \frac{f_{ct,fl,0,05}}{\gamma_c}$$

Referenzbeton 2: $f_{ct,fl,d} = 1,84 \text{ N/mm}^2$

3.4.2.2 Maßgebende Verformungen und Schnittgrößen in einem Fassadensystem mit einem Anker mit Gelenk

Nachfolgende Tabelle enthält die maßgebenden Lastfälle sowie die Verformungen für ein Ankerraster 400 x 400 und 500 x 500 mm und eine Länge des Ankers von 140 mm.

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	-0,3	-0,5	-0,8
0,50	-0,5	-0,8	-1,2

Tab. 3.26: Vertikale Verformung U_z unter Eigenlast [mm]

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	1,38	1,31	1,22
0,50	2,04	1,97	1,93

Tab. 3.27: Bemessungswert der Randspannung $f_{ct,fl}$ [N/mm²] in der Fassadenplatte

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	0,39	0,38	0,37
0,50	0,60	0,59	0,58

Tab. 3.28: Bemessungswert der Zugkraft an der geklebten Verbindung N_{Ed} [kN]

Ankerraster [m]	Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte [m]		
	0,12	0,14	0,16
0,40	0,60	0,38	0,27
0,50	0,63	0,41	0,29

Tab. 3.29: Bemessungswert der Scherkraft an der geklebten Verbindung V_{Ed} [kN]

Die farbig hinterlegten Werte in Tab. 3.27 zeigen, dass die Bemessungswerte der Randspannung in der Fassadenplatte viel höher sind, als die Bemessungswerte des Widerstandes der Biegezugfestigkeit des Glasfaserbetons (1,84 N/mm² aus Kapitel 3.4.2.1).

Den Tab. 3.26 – 3.29 zufolge sollte eine Fassadenplatte aus Referenzbeton 2 mit einem Ankerraster von 400 x 400 mm und mit einem 140 mm langen Anker mit Gelenk im Hinblick auf die vertikale Verformung optimal sein. Eine durch das Eigengewicht hervorgerufene vertikale Verformung des Fassadensystems von ca. 0,5 mm sollte optisch nicht bemerkbar sein.

3.4.3 Zusammenstellung der Beanspruchungen

3.4.3.1 Bemessungswerte der Einwirkungen für die Fassadenplatten aus Referenzbeton 1

Das Fassadensystem soll bevorzugt mit einem Gelenk am Ende des GfK Ankers realisiert werden. Nur so sind die Biegespannungen, die an der Oberfläche der Fassadenplatte auftreten in einem akzeptablen Bereich. Zur Bemessung wurde ein Ankerraster von je 500 x 500 mm ausgewählt. Das Gelenk liegt jeweils 20 cm von der Rückseite der Fassadenplatte entfernt. Die Exzentrizität des Gelenkkopfes bewirkt ein Biegemoment in der Klebfuge. Der Bemessungswert der Einwirkung E_d , errechnet sich aus den Einwirkungskombinationen und den dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten aus DIN 1055 -100 [105] und ist in Abb. 3.32 dargestellt. Die Fassadenplatte ist 15 mm dick und besteht aus Referenzbeton 1.

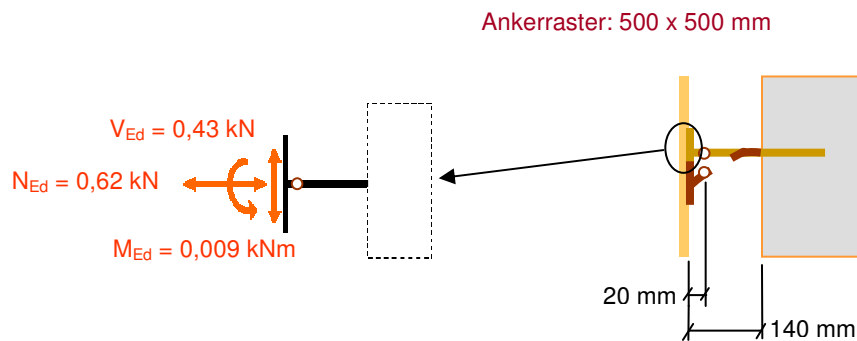


Abb. 3.32: Bemessungswerte der Einwirkungen an der Klebfuge

An der Klebverbindung ergeben sich die folgenden Bemessungswerte der Einwirkungen (vgl. Abschn. 3.4.1.2):

Scherkraft,	$V_{Ed} = 0,43 \text{ kN}$,
Normalkraft	$N_{Ed} = 0,62 \text{ kN}$,
Biegemoment	$M_{Ed} = 0,009 \text{ kNm}$.

In der Fassadenplatte beträgt die

Biegezugspannung	$f_{ct,fl,Platte} = 2,78 \text{ N/mm}^2$.
------------------	--

Im GfK Anker :

Biegemoment	$M_{Ed} = 0,0516 \text{ kNm}$,
Biegespannung	$f_{t,fl,Anker} = 304,2 \text{ N/mm}^2$.

3.4.3.2 Bemessungswerte der Einwirkungen für die Fassadenplatten aus Referenzbeton 2

Das Fassadensystem soll bevorzugt mit einem Gelenk am Ende des GfK Ankers realisiert werden. Nur so sind die Biegespannungen, die an der Oberfläche der Fassadenplatte auftreten in einem akzeptablen Bereich. Zur Bemessung wurde ein Ankerraster von je 400 x 400 mm ausgewählt. Das Gelenk liegt jeweils 20 cm von der Rückseite der Fassadenplatte entfernt. Die Exzentrizität des Gelenkkopfes bewirkt ein Biegemoment in der Klebfuge. Der Bemessungswert der Einwirkung E_d , errechnet sich aus den Einwirkungskombinationen und den dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten aus DIN 1055 -100 [105] und ist in Abb. 3.33 dargestellt. Die Fassadenplatte ist 15 mm dick und besteht aus Referenzbeton 2.

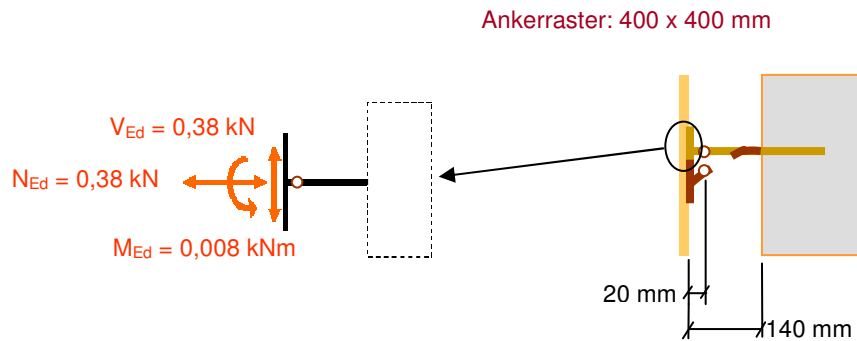


Abb. 3.33: Bemessungswerte der Einwirkungen am Klebstoff

An der Klebverbindung ergeben sich die folgenden Bemessungswerte der Einwirkungen (vgl. Abschn. 3.4.2.2):

Scherkraft,	$V_{Ed} = 0,38 \text{ kN}$,
Normalkraft,	$N_{Ed} = 0,38 \text{ kN}$,
Biegemoment,	$M_{Ed} = 0,008 \text{ kNm}$.

In der Fassadenplatte beträgt die

Biegezugspannung $f_{ct,fl,Platte} = 1,31 \text{ N/mm}^2$.

Im GfK Anker :

Biegemoment $M_{Ed} = 0,0456 \text{ kNm}$,
Biegespannung $f_{t,fl,Anker} = 268 \text{ N/mm}^2$.

Aus wirtschaftlichen Gründen sollte der Referenzbeton 2 bei einem Ankerraster von 400 x 400 mm nicht verwendet werden.

4 Experimentelle Klebuntersuchungen

Um die mechanischen Untersuchungen dieses Projektes durchführen zu können, müssen die Ergebnisse der experimentellen Klebuntersuchungen des jeweiligen Betons entnommen werden. Die in diesem Kapitel beschriebenen Ergebnisse wurden im Rahmen des Projektes „Leicht Bauen mit Beton – Innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton“ (Forschungsinitiative ZukunftBau, [96] im Fachgebiet Fügetechnik (Prof. Paul Ludwig Geiß) gewonnen. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens sollten die wissenschaftlichen Grundlagen für die Befestigung von 10-20 mm dicken hinterlüfteten Fassadenplatten aus Feinkornbeton gelegt werden. Vorgesehen war eine Befestigung mittels einer innovativen Klebverbindung auf den Ankerköpfen von glasfaserverstärkten Kunststoffstäben (GfK).

Ziel war dabei die Entwicklung einer klebtechnischen Verbindung zwischen GfK-Halter und Fassadenplatte, welche die systemspezifischen Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Toleranzausgleich erfüllt.

4.1 Klebeignung der Oberfläche von Fassadenplatten aus Referenzbeton 1

Es wurden Betonplatten aus Referenzbeton 1 verwendet. Die Klebung erfolgte dabei an der Schalungsseite mit und ohne Primeranwendung. Der Versuch an der Rückseite des Referenzbetons 1 wird in Kapitel 4.4 gezeigt.

In Abb. 4.2 sind die Haftzugfestigkeiten der verschiedenen Klebstoffe im Vergleich dargestellt. Bei dem Produkt Sika Tack Panel erfolgte während des Zugversuches bereits bei ca. 1 MPa ein Adhäsionsbruch an der Stahloberfläche. Aus dem Bruch [96] ist festzustellen, dass in überwiegend ein grenzschichtnahes kohäsives Versagen des Betons stattfindet. Nur in einigen Fällen beobachtet man ein Adhäsionsbruch zwischen Klebstoff und Primer. Daraus wird abgeleitet, dass die Penetration des Klebstoffs bzw. Primers in die Betonporen sehr gering ist.



Abb. 4.1: Haftprüfgerät Dyna Z 16 [96]

Die Verwendung von Primern führt vorwiegend zu einer Verbesserung der Adhäsion zwischen Klebstoff und Betonoberfläche, was aus Abb. 4.2 entnommen werden

kann. Die höchsten Haftzugfestigkeiten werden durch die Verwendung der Laborformulierung DP 490 verdünnt mit Aceton erzielt.

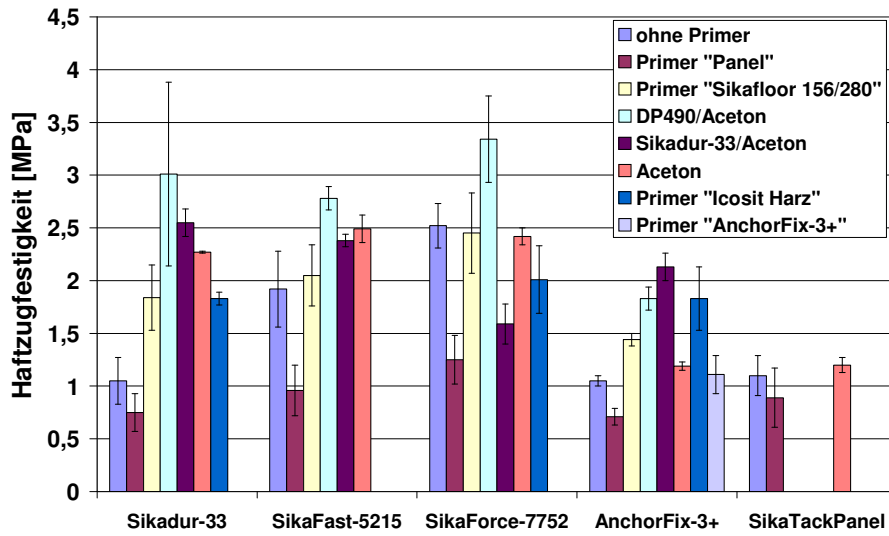


Abb. 4.2: Haftzugfestigkeiten am Referenzbeton 1 (Schalungsseite) mit und ohne Primer [96]

Nach dem Haftzugfestigkeitsversuch wurden die Klebstoffe Sikadur-33, SikaForce-7752 und AnchorFix-3+ wegen ihre hohe Ergebnisse für nächsten Versuche ausgewählt.

In Abb. 4.4 sind die Scherfestigkeiten der verschiedenen Klebstoffe im Vergleich dargestellt.

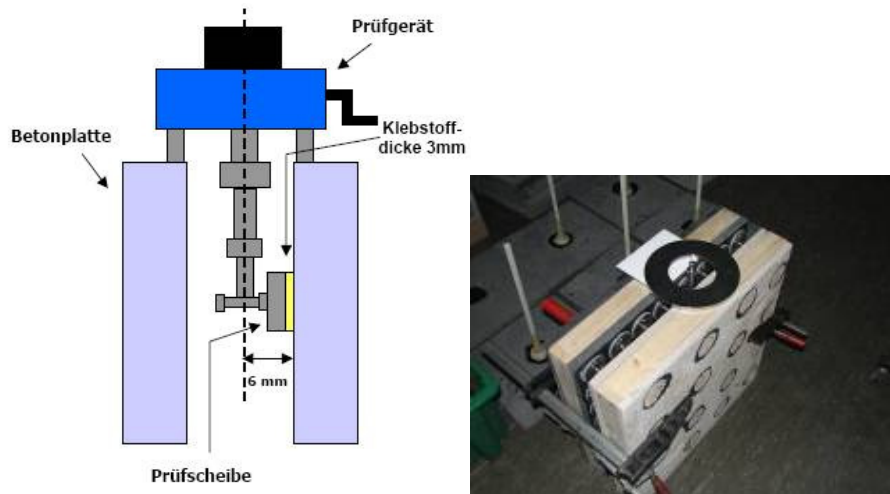


Abb. 4.3: Versuchsaufbau für die Bestimmung der Scherfestigkeiten [96]

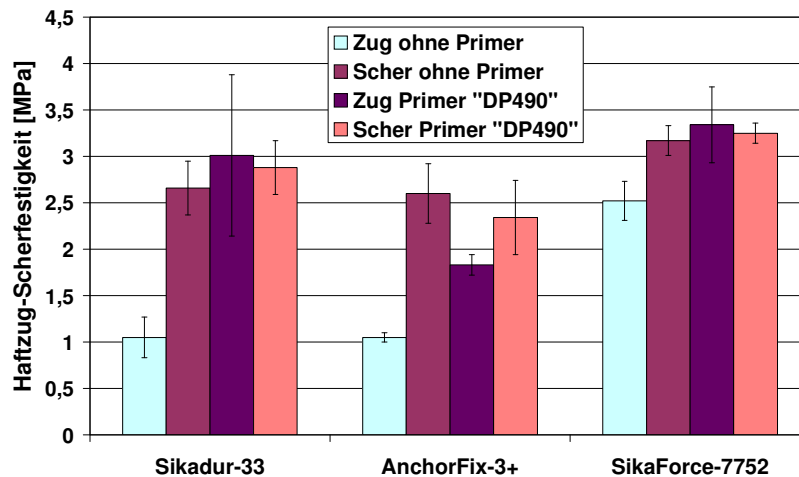


Abb. 4.4: Haftzug- und Scherfestigkeiten am unbehandelten und mit Primer vorbehandelten, Referenzbeton 1 [96]

Nach diesen Ergebnissen wurde festgelegt, dass der Primer immer als Oberflächenvorbehandlung des Referenzbeton 1 verwendet werden sollte.

4.2 Klebeignung der Oberfläche von Referenzbeton 2

Zusätzlich zu den Versuchen an Referenzbeton 1 wurden Versuche an der Rückseite des Referenzbetons 2 mit dem Gerät Dyna Z 16 in Abb. 4.1 durchgeführt.

Zum einen wurden Prüfkörper auf der Betonoberfläche ohne Vorbehandlung bzw. Primer geklebt. Zum anderen wurden vier verschiedene Primer benutzt, wobei drei Primer („Sikafloor 156/280“, „Icosit Harz“ und „AnchorFix-3+“) von Sika Technology AG Zürich zur Verfügung gestellt wurden. Ein weiterer Primer, wie bereits in den vorangegangenen Versuchen, wurde nach eigener Rezeptur durch Verdünnen von Scotch Weld DP 490 mit Aceton im Massenverhältnis 1:1 hergestellt. Zusätzlich dazu wurden Versuche auf bereits davor mechanisch delaminierten Oberflächen durchgeführt, um die Penetration des Klebstoffs bzw. Primers in die Betonporen sowie die Haftung an Glasfasern zu verbessern. Die bereits erwähnten Primer wurden dünn auf der Betonoberfläche aufgetragen und 24 h bei Raumtemperatur ausgehärtet. Danach erfolgte das Aufkleben der Prüfscheiben auf die Platte. Für jede Parameterkombination wurde die Bruchfestigkeit von mindestens 5 Prüfkörpern bestimmt. Nach 7 Tagen erfolgte die Durchführung der Haftzugversuche mit dem Haftprüfgerät Dyna Z 16 der Firma „Proceq“, wobei die Haftzugfestigkeitswerte protokolliert und ausgewertet wurden.

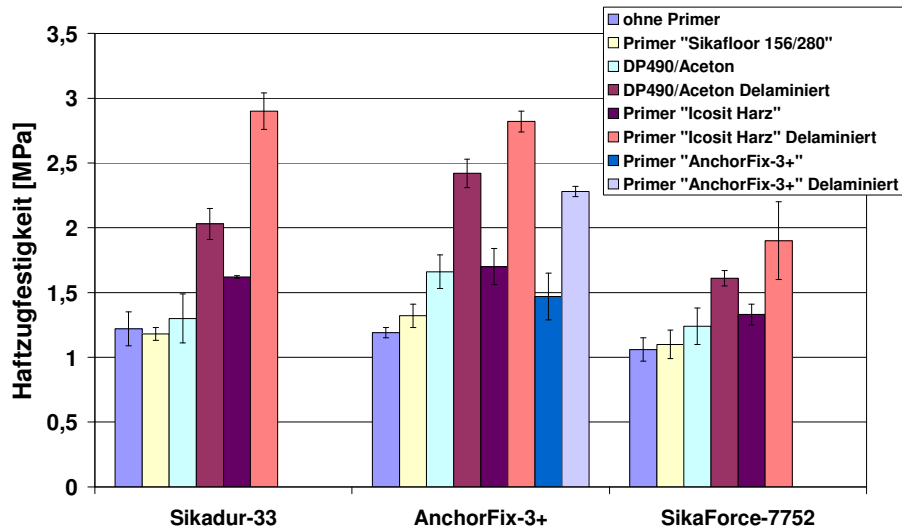


Abb. 4.5: Haftzugfestigkeiten am Referenzbeton 2 [96]

4.3 Klebeignung der Oberfläche der GfK-Ankerköpfe

Der GfK-Verbindungsanker, der eine Trag- und Fassadenplatte verbinden soll, besteht aus einem Anker-Stab und einem Anker-Kopf (Abb. 4.6).

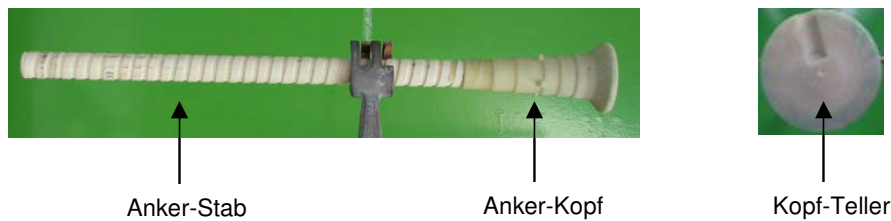


Abb. 4.6: GfK-Verbindungsanker [96]

Auf angeformten Tellern (Abb. 4.6) am Ende der GfK-Stäbe sollen die Fassadenplatten klebtechnisch verbunden werden. Zur Prüfung der Klebeignung der Oberfläche vom GfK-Teller, welcher aus einem glasfaserverstärkten teilkristallinen Polystyrol besteht, wurden in einem ersten Schritt die Oberflächenenergien nach unterschiedlichen Vorbehandlungsmethoden (Ethylacetat, Pyrosil, Druckluftstrahlen, Korona, Atmosphärenplasma) gemessen.

Die Oberflächenenergien möglicher Alternativkunststoffe (Polyamid und Polypropylen) wurden ebenfalls bestimmt. Die Ergebnisse sind in Abb. 4.7 zusammengefasst.

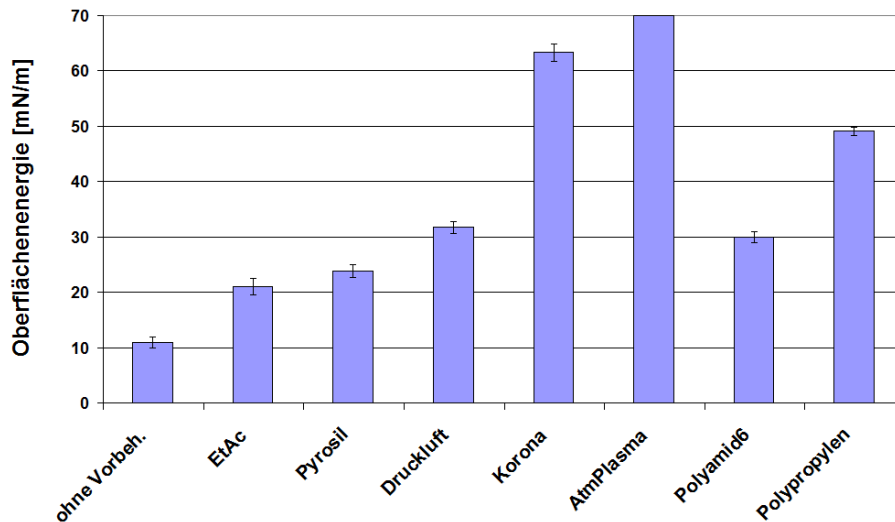


Abb. 4.7: Oberflächenenergien (gesamt TSE) der GfK-Köpfe und Vergleichskunststoffe [96]

Für die Oberfläche, welche mittels Atmosphärendruckplasma (Vorbehandlungszeit 30 s) vorbehandelt wurde (Abb. 4.8), konnte die Oberflächenenergie mit den gewählten Testflüssigkeiten nicht bestimmt werden. Bei Auftrag der Testflüssigkeiten trat eine Spreitung auf, was für eine gute Klebbarkeit spricht und auf einen hohen polaren Anteil der Oberfläche hindeutet.



Abb. 4.8: Anlage zur Atmosphärendruckplasmabehandlung [96]

Um einen Zusammenhang zwischen dem Wert der Oberflächenenergie bzw. Vorbehandlungsmethode und der Klebbarkeit experimentell zu überprüfen, wurden vergleichende Versuche mit dem Klebstoff Sika AnchorFix-3+ an jeweils zwei geklebten GfK-Ankern durchgeführt (Abb. 4.9).



Abb. 4.9: Klebstelle zwischen zwei Ankerköpfen [96]

Nach 7 Tagen Aushärtung wurden mit Hilfe einer Zugprüfvorrichtung (Abb. 4.10) Zugversuche durchgeführt und die Haftzugfestigkeit in dieser Geometrie bestimmt. Die gemessenen Festigkeitswerte korrelieren mit den Ergebnissen der Randwinkelmessungen. Die mit Atmosphärendruckplasma vorbehandelten Prüfkörper liefern die höchsten Festigkeitswerte



Abb. 4.10: Zugprüfvorrichtung (250 KN) [96]

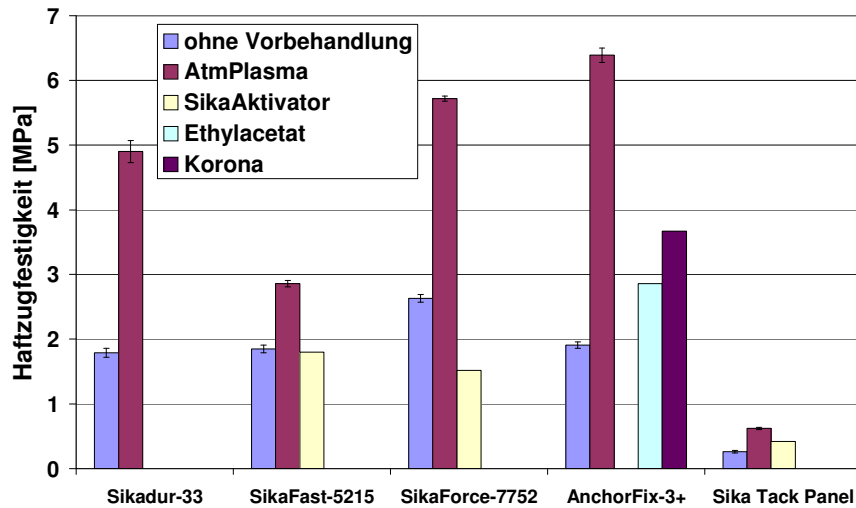


Abb. 4.11: Haftzugfestigkeiten ComBar-Stab auf ComBar-Stab [96]

Aus Abb. 4.11 ist ersichtlich, dass die Klebstoffe Sika AnchorFix-3+, Sika Force-7752 sowie Sikadur-33 für die mit einer Atmosphärenplasma vorbehandelte GfK-Oberfläche am besten geeignet sind. Die Oberflächenvorbehandlung „Atmosphärenplasma“ für den GfK Kopf-Teller wird für die nächsten Versuche ausgewählt.

4.4 Klebversuch von GfK-Ankern auf Referenzbeton 1

Auf Basis der gewonnenen Ergebnisse erfolgte im nächsten Schritt die Herstellung und Prüfung von Probeklebungen mit GfK-Ankern auf Betonoberflächen. Die Betonoberflächen wurden mit Laborformulierung des Primers DP490 mit Aceton behandelt. Nach dem vollständigen Aushärten des Klebstoffsystems (mindestens 7 Tage) wurden die GfK-Anker mittels einer hydraulischen Zugprüfvorrichtung von der Betonoberfläche abgezogen und die Haftzugfestigkeitswerte bestimmt.



Abb. 4.12: Hydraulische Zugprüfvorrichtung [96]

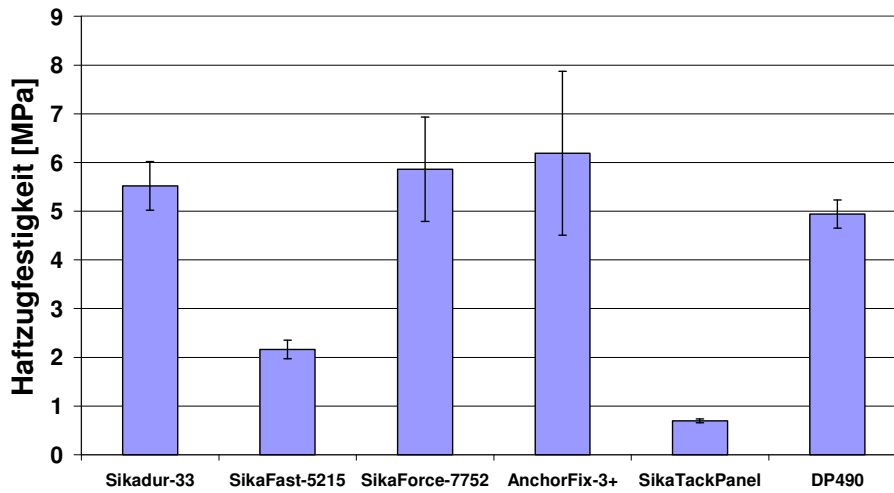


Abb. 4.13: Haftzugfestigkeiten von ComBar-Stäben am Referenzbeton 1 (Schalungsseite) [96]

Die Ergebnisse des Haftzugversuches an der Rückseite des Referenzbetons 1 ist in Abb. 4.13 dargestellt.

Die Oberfläche der Schalungsseite des Referenzbetons 1 kann also nach außen zeigen, wenn ein Fassadensystem installiert wird. Daher wurde der Zugversuch von GfK-Ankern auf der Rückseite des Referenzbetons 1 ausgeführt.

Als Referenzklebstoff diente Sika AnchorFix-3+. Unabhängig von der Anwendung der Primer lagen die Haftzugfestigkeitswerte im Bereich von 2 MPa (Abb. 4.14).

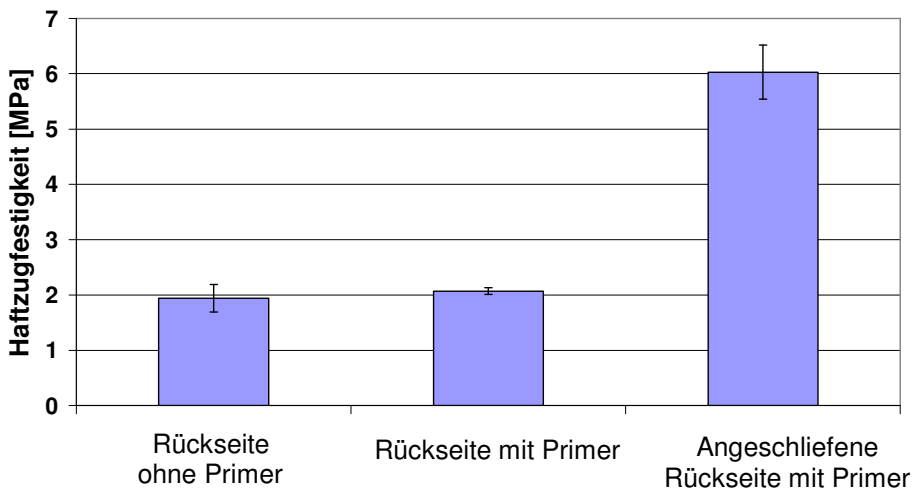


Abb. 4.14: Haftzugfestigkeiten von ComBar-Stäben am Referenzbeton 1 (frei erstarrte Seite) nach unterschiedlichen Vorbehandlungsmöglichkeiten [96]

Dieser Wert ist um das 3-fache niedriger im Vergleich zu den Werten der Klebversuchen auf der Schalungsseite. Dies lässt sich durch die Entschichtung der sogenannten Milchsicht der frei erstarrten Seite erklären. Für eine verbesserte

Haftung benötigt man daher eine zusätzliche Oberflächenvorbereitungsmethode wie beispielsweise Druckluftstrahlen, Sandstrahlen oder Schleifen um die obere Schicht der Betonoberfläche zu entfernen. In weiteren Versuchen wurde die obere Schicht der Betonoberfläche mittels eines Winkelschleifers mechanisch entfernt. Nach dem Durchführen der Haftzugversuche lagen die Werte im Bereich von 6 MPa, welche den Werten, die auf der Schalungsseite ermittelt wurden, entsprach. Die Haftzugfestigkeitswerte nach unterschiedlichen Vorbereitungsmöglichkeiten sind in Abb. 4.14 zusammengefasst.

Für die Rückseite des Referenzbetons 1 wird das Sandstrahlen oder das Druckluftstrahlen als Oberflächenvorbereitung ausgewählt.

4.5 Klebversuch von GfK-Ankern auf Referenzbeton 2

Die Betonoberfläche wurde dazu mit dem Primer (Icosit) behandelt. Um einen Einfluss des Primers festzustellen, wurden zusätzliche Versuche ohne Anwendung von Primern durchgeführt. Nach 24 h Aushärtung erfolgten Klebungen der mit Atmosphärendruckplasma vorbehandelten GfK-Stäbe auf der Betonplatte (Abb. 4.15). Für jedes Klebstoffsystem (Sikadur-33 und AnchorFix-3+) wurden drei Versuche durchgeführt. Nach 7 Tagen Aushärtung wurden die GfK-Anker mit Hilfe einer hydraulischen Zugprüfvorrichtung (Abb. 4.16) von der Betonoberfläche abgezogen. Die Haftzugfestigkeitswerte (HZF) sind in Abb. 4.17 zusammengefasst.



Abb. 4.15: Geklebte GfK-Anker auf Referenzbeton 2 [96]



Abb. 4.16: Bruch des Betons während des Haftzugversuches [96]

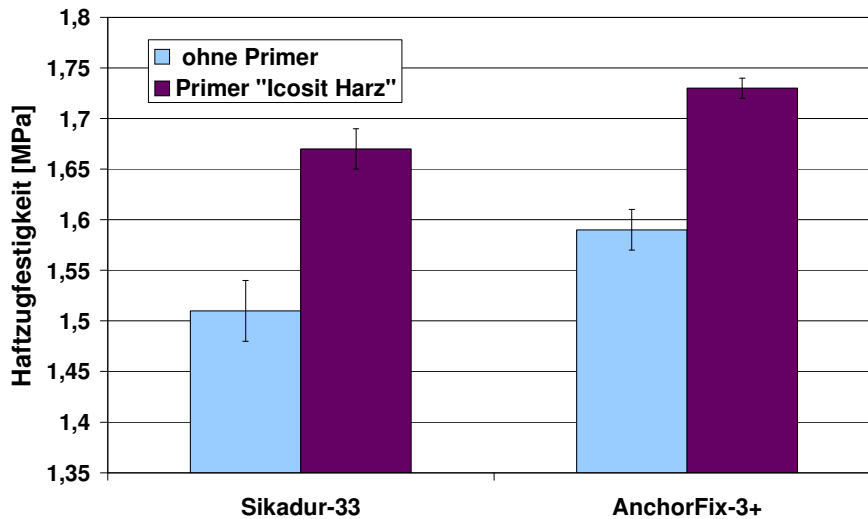


Abb. 4.17: Haftzugfestigkeiten von ComBar-Stäben am Referenzbeton 2 [96]

Der maximale Haftzugfestigkeitswert auf Referenzbeton 2 beträgt nur 1,73 MPa und ist somit rund 3,5 Mal kleiner als der maximale Haftzugfestigkeitswert auf Referenzbeton 1 (6,0 MPa). Aus wirtschaftlichen Gründen ist der Referenzbeton 2 wegen seiner geringen Haftzugfestigkeit für das Fassadensystem nicht geeignet.

4.6 Klebtechnische Verbindung zwischen GfK-Halter und Fassadenplatte

Während der Untersuchungen zur Klebeignung der Oberflächen der Rückseite von Referenzbeton 1 und Referenzbeton 2 [96] wurde festgestellt, dass sich auf dem Referenzbeton 1 die besten Verbundfestigkeiten erreichen lassen.

Des Weiteren wird zum Erreichen der angestrebten Tragfähigkeit eine Vorbehandlung der beteiligten Oberflächen benötigt. Aus einer Palette diverser Vorbehandlungsmethoden wurden für die beteiligten Oberflächen praxisgerechte materialspezifische Verfahren ausgewählt und vergleichend getestet. Die besten Ergebnisse lieferte betonseitig eine mechanische Oberflächenvorbehandlung unter Einsatz der Saugstrahltechnologie und der Anwendung eines Laborprimers (Scotch Weld DP 490 und Aceton 1:1) in Kombination mit der Atmosphärendruckplasmavorbehandlung für die Oberflächen der GfK-Anker.

In [96] wird gezeigt, wie die Fertigungsparameter z. B. Schrägstellung der Befestigungsmittel und Alter des Betons eine entscheidende Auswirkung auf die erreichbaren Haftzugfestigkeiten haben. Die Klebstoffdicke spielt im Rahmen der untersuchten Werte von 1 mm bis 5 mm eine untergeordnete Rolle. Der Einfluss der durch Schrägstellung der Anker induzierten Biegemomente soll durch den Einbau eines Kopfgelenkes im GfK-Anker vermieden werden. Der Reduzierung der Verbundfestigkeit durch Randspannungen unter Frost-Tau-Klimawechselbeanspruchung kann durch eine Segmentierung der rechnerisch

benötigten Gesamtklebläche in kleinere mechanisch gekoppelte Bereiche entgegengewirkt werden.

Bei der Berechnung der Fraktilwerte und der Abminderungsfaktoren des Bemessungswerts wurden das Alterungsverhalten sowie die Temperaturabhängigkeit der Haftzugfestigkeit berücksichtigt. Der globale Sicherheitsbeiwert des Klebstoffs $\gamma_{\text{Klebstoff}}$ kann aus Gl. 4-1 für das Klebstoffsystem SikaAnchorFix-3+ für Referenzbeton 1 an beiden Schalungsseite und Rückseite berechnet werden.

Bezeichnungen	Abminderungsfaktoren	Wert
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert des Klebstoffs	1,15
η_1	Neuer Beton (4 Tage)	0,7
η_2	Frost-Tau-Beanspruchung	0,5
η_3	Wärmebelastung	0,6
η_4	Installationsqualität	0,8

Tab. 2.19: Teilsicherheitsbeiwerte und Abminderungsfaktoren des Klebstoffs [96]

Gleichung für die Berechnung des globalen Sicherheitsbeiwertes des Klebstoffs:

$$\gamma_{\text{Klebstoff}} = \frac{\gamma_M}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4} = 6,8 \quad (4-1)$$

5 Eigene experimentelle Untersuchungen

5.1 Pilottests zur wirklichkeitsnahen Simulation von Windlasten

Zur wirklichkeitsnahen Untersuchung der Fassadenplatten wurde im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern ein innovativer Windlastenversuchsstand konzipiert (Abb. 5.1 – 5.7). Die Windlasten werden durch Luftdruck simuliert. Anders als bei konventionellen Versuchsständen, bei denen die Lasten über Traversen linien- oder punktförmig eingetragen werden, werden bei diesem Windlastversuchsstand die Windlasten als Flächenlasten aufgebracht. Durch diese Verteilung der Lasten können sehr realitätsnahe Ergebnisse erzielt werden.

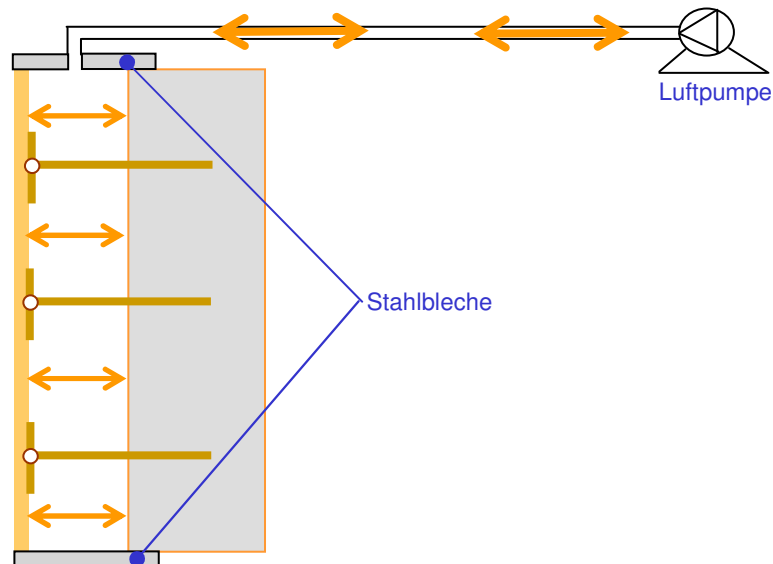


Abb. 5.1: Schematische Darstellung des Windlastversuches

Beim Versuchsaufbau ist der innerer Unterdruck abhängig vom atmosphärischen Luftdruck, der theoretisch zwischen 0 und $-1,0 \text{ MPa}$ (100 kN/m^2) liegen kann. Nach den Erfahrungen aus Kapitel 5.1 kann der Unterdruck aufgrund des Versagens der Fassadenplatte bis zu -45 kN/m^2 groß werden. Die möglichen Belastungsgeschwindigkeiten liegen zwischen $0,015$ und $0,5 \text{ kN/m}^2/\text{s}$.

Der Unter- und Überdruckversuchsaufbau kann wie in Kapitel 5.9.2 dargestellt auch zyklisch gefahren werden. Mit einem Volumen von 100 Litern kann der Versuchsaufbau bis zu $0,2 \text{ Hz}$ mit $\pm 2 \text{ kN/m}^2$ zyklisch fahren.

Der innerer Luftdruck wird durch ein Manometer im Vergleich zum atmosphärischen Luftdruck gemessen. Der Manometer hat eine Genauigkeit von $\pm 1 \text{ mBar}$ ($\pm 0,01 \text{ kN/m}^2$).

Für den Versuch wurde der Referenzbeton 1 verwendet. Insgesamt wurden drei Vorversuche und neun Versuche mit dem Unter- und Überdruckversuchsaufbau untersucht.

In Abb. 5.2 wurde die Grundierungsschicht beim Streichen an den Fassadenplatten aufgebracht. Nach einem Tag wurden GfK - Anker an die Fassadenplatte (Abb. 5.3) geklebt. Die Fassadenplatte mit den Anker wurden seitlich anschließend auf die frische Tragschale (Abb. 5.4) gelegt. Anschließend wurden die Stahlbleche am Fassadensystem (Abb. 5.5) befestigt um den Hohlraum zwischen der Fassadenplatte und der Tragschale luftdicht zu verschließen.

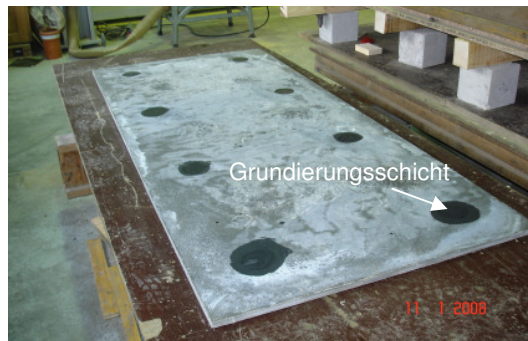


Abb. 5.2: Grundierungsschicht im Bereich der Klebstellen auf der Fassadenplatte

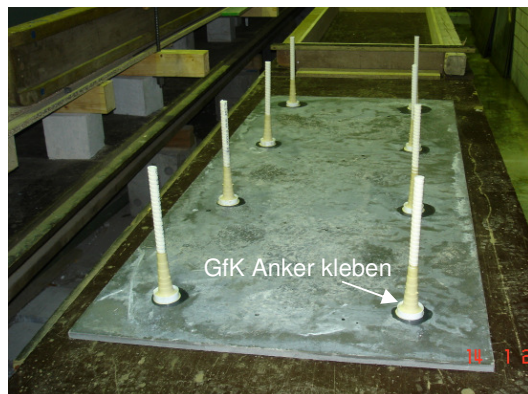


Abb. 5.3: Aufgeklebte GfK Anker auf die Fassadenplatte

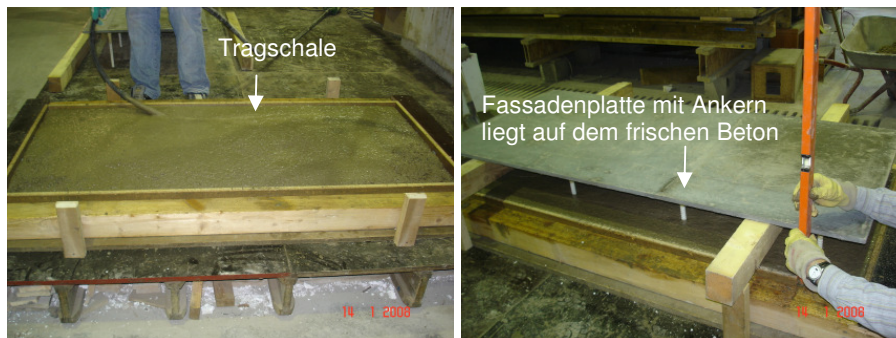


Abb. 5.4: Eintauchen der Fassadenplatte mit Anker in den frischen Beton

Das für dieses Projekt verwendete beiderseitige Klebeband ist ein besonderes Klebeband, besonders entwickelt für Vakuumabdichtungen, und hat eine Dicke von 3 mm. Das elastische Klebeband lässt während des gesamten Versuchs eine freie Bewegung der Fassadenplatten zu.



Abb. 5.5: Anbringen des elastischen, beidseitigen Klebebandes an der Fassadenplatte

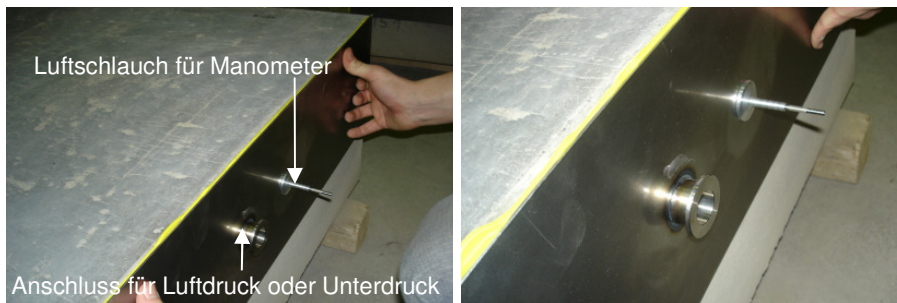


Abb. 5.6: Befestigung der Stahlbleche am Fassadensystem

Der schmale Raum zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte (Abb. 5.1) wird mit den Stahlplatten und dem beiderseitigen Klebeband verschlossen. Zur Simulation von Winddruck oder Windsog wird die Luft im geschlossenen Raum durch eine Pumpe abgesaugt oder eingepumpt. Der Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte beträgt 160 mm. Die Fassadenplatte ist 15 mm und die Tragschale 150 mm dick. Das Ankerraster beträgt 500 mm x 500 mm. Der Durchmesser des GfK Ankers beträgt 16 mm und es wurden GfK Anker ohne Gelenk eingebaut. Der Randabstand misst 150 mm.

Drei Versuche wurden durchgeführt.

1. Überdruckversuch an der 0,80 x 0,80 m großen Fassadenplatte (Abb. 5.7)
2. Unterdruckversuch an der 0,80 x 0,80 m großen Fassadenplatte (Abb. 5.7)
3. Unterdruckversuch an der 0,80 x 1,80 m großen Fassadenplatte (Abb. 5.8)

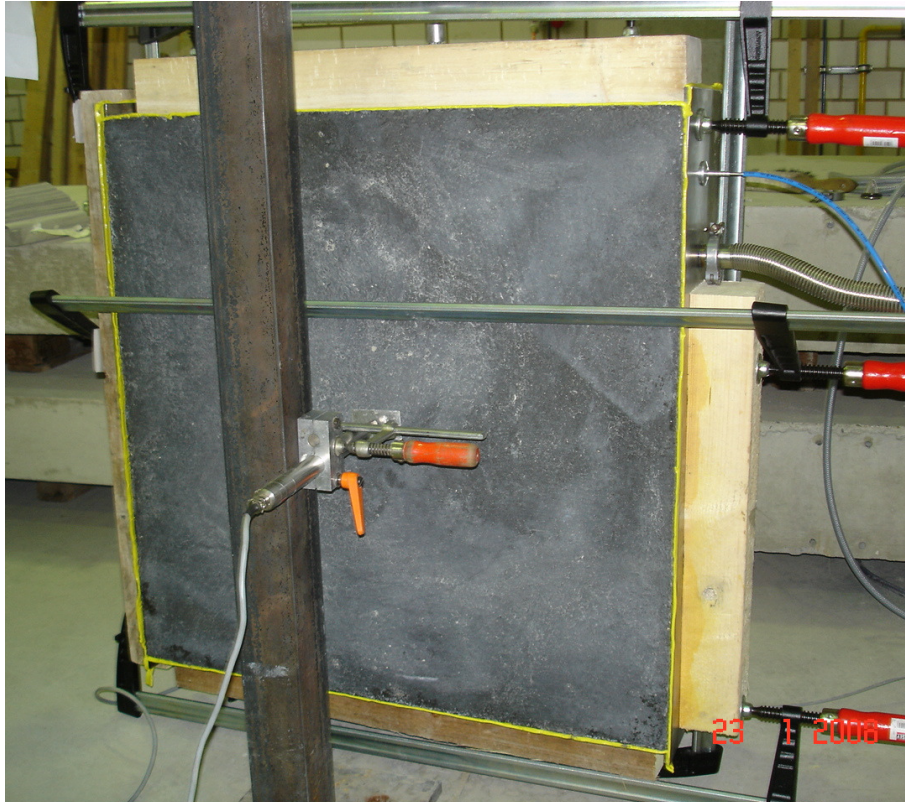
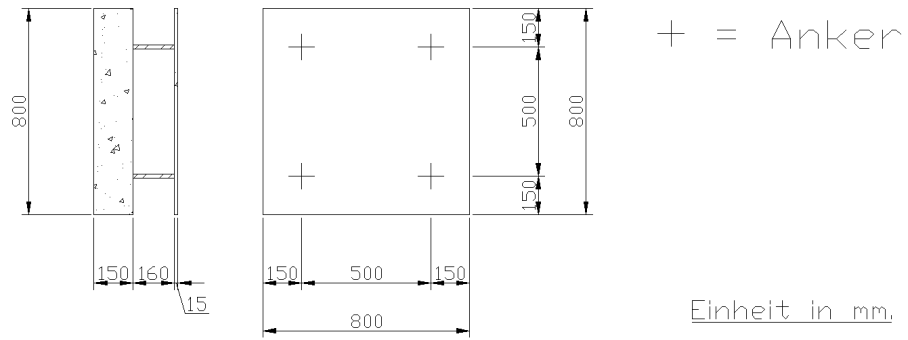


Abb. 5.7: Versuchskörper zur Simulation von Windsog (Überdruck im Versuchsstand) und Winddruck (Unterdruck im Versuchsstand), und Versuchsaufbau

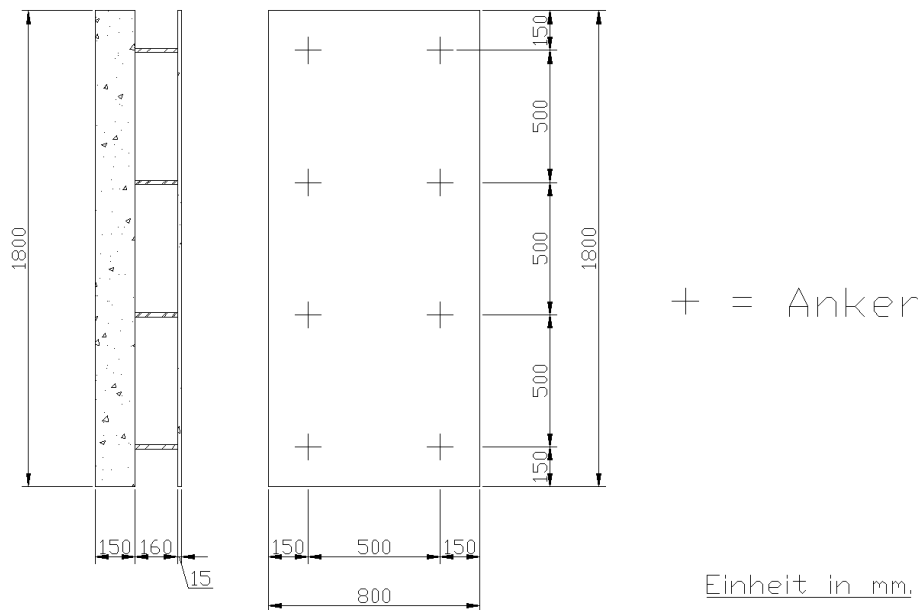


Abb. 5.8: Versuchskörper zur Simulation von Winddruck (Unterdruck im Versuchsstand)

5.1.1 Ergebnisse des Windsogversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte

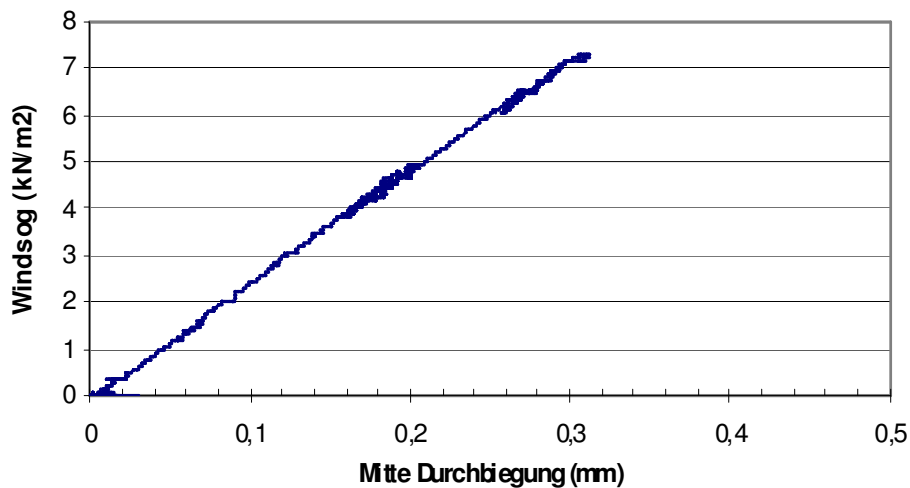


Abb. 5.9: Mitte Durchbiegung einer 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte als Ergebnisse des Windsogversuches (Überdruck im Versuchsstand)

Aus Sicherheitsgründen wurde der Überdruckversuch vor dem Versagen des Fassadensystems abgebrochen. Bei dem maximalen Windsog von 7.3 kN/m^2 betrug die mittlere Verformung 0.31 mm und es entstand kein Riss in der Fassadenplatte. Im Vergleich zu der $1,275 \text{ kN/m}^2$ großen Windsoglast war der maximal aufnehmbare Windsog fünfmal größer.

5.1.2 Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte

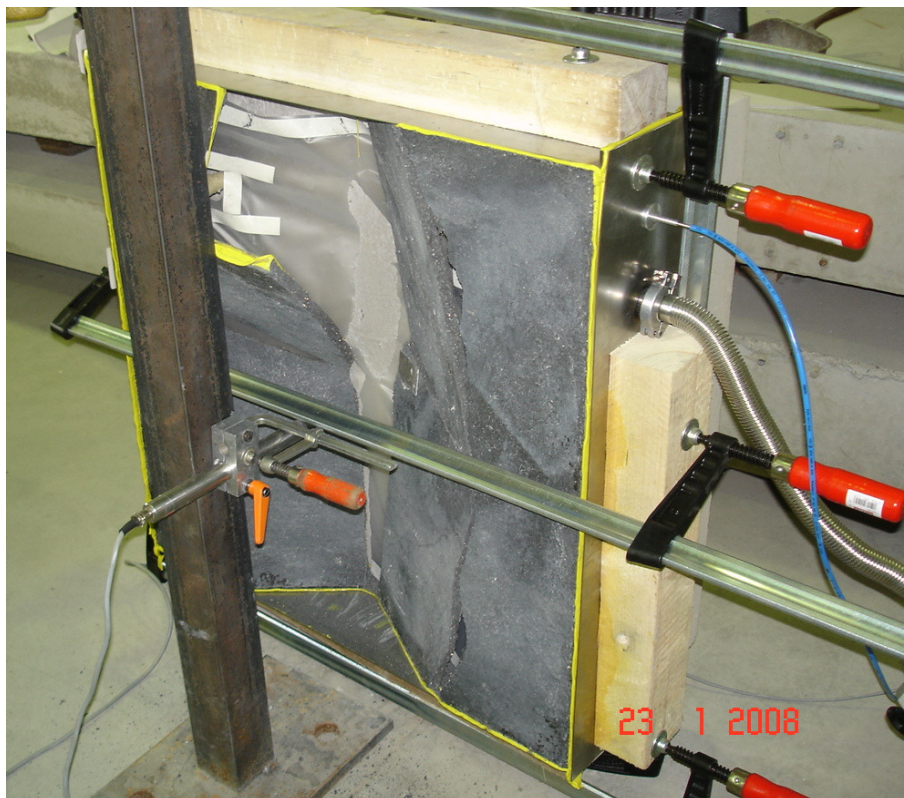
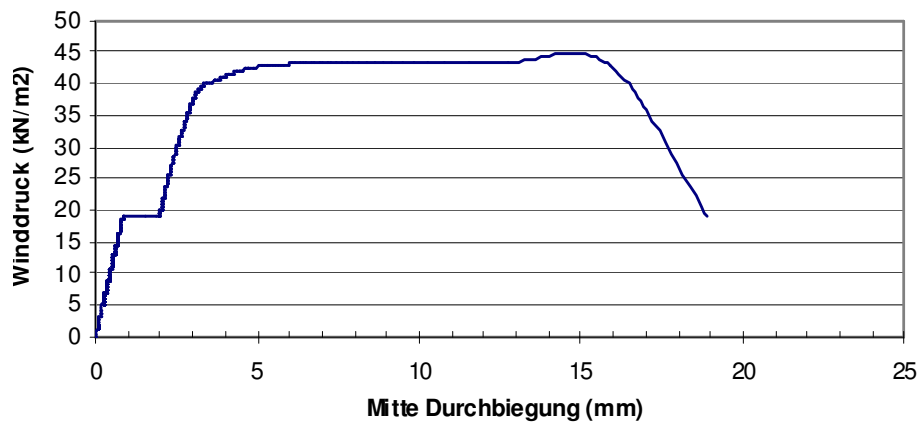


Abb. 5.10: Mitte Durchbiegung einer 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte als Ergebnisse des Winddruckversuches (Unterdruck im Versuchstand) und Bruchbild

Der maximale Luftdruck beträgt 43.5 kN/m^2 und ist ca. 50 Mal größer als die $0,75 \text{ kN/m}^2$ große charakteristische Winddrucklast. Der erste Teil des Diagramms zeigt einen konstanten Anstieg. Bei einem Luftdruck von ca. 18 kN/m^2 rutschte die mittlere

Schraubzwinde herunter und kam mit dem Wegaufnehmer in Berührung. Hörbare Risse entstanden bei einem Luftdruck von ca. 40 kN/m^2 . Alle sichtbaren Risse traten fast gleichzeitig auf, weil das Versagen sehr schnell, innerhalb einer Sekunde passiert ist. Bei einer Verformung von 3.5 bis 15 mm waren die Rissbreiten groß und die Stahlfasern kamen aktiv als Zugbewehrung zum Einsatz. Bei einer Verformung von ca. 15 mm erreichte die Fassadenplatte ihre Zugfestigkeit und versagte anschließend durch ein plötzliches Auseinanderbrechen. Es kam im Bereich der Anker und in der Mitte der Fassadenplatte zum Versagen. Als Vorankündigung für ein Versagen im plastischen Bereich zeigte die Fassadenplatte beträchtliche Verformungen.

5.1.3 Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 1.80 m großen Fassadenplatte

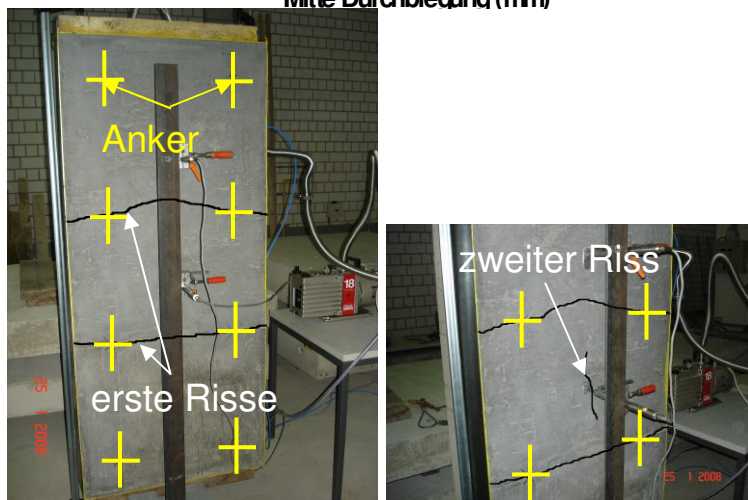
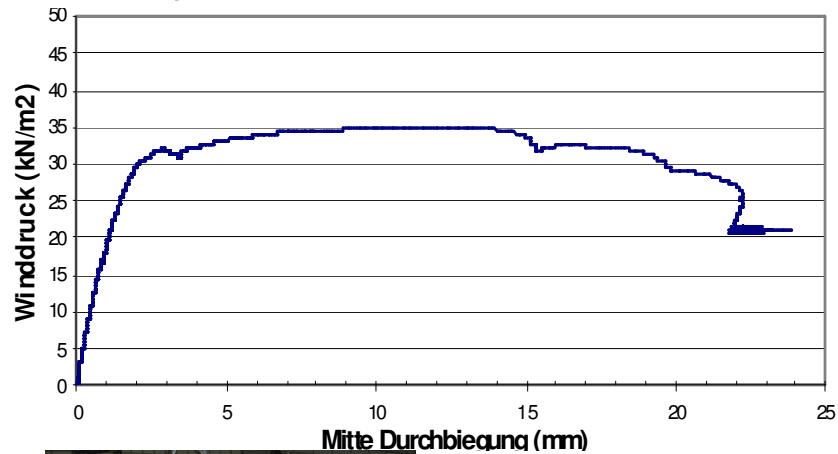


Abb. 5.11: Mittlere Durchbiegung einer 0.80 x 1.80 m großen Fassadenplatte als Ergebnis des Winddruckversuches (Unterdruck im Versuchstand) und Bruchbild

Der maximale Luftdruck beträgt $35,1 \text{ kN/m}^2$. Die ersten beiden Risse entstanden gleichzeitig bei einem Luftdruck von $30,1 \text{ kN/m}^2$. Aufgrund der Plattentragwirkung

entstehen die größten Momente auf der horizontalen Verbindungslinie der Anker. Deshalb entstand der erste Riss über dem ersten Innenaufleger, analog zu einem Riss in einem Durchlaufträger.

Nachdem die ersten Risse bei einer Durchbiegung von 2 mm in der Mitte aufgetreten sind, tritt der zweite Riss auf. Anschließend wurden große Verformungen von bis zu 15 mm bei fast konstantem Luftdruck erreicht. Nachdem die Zugfestigkeit der Fassadenplatte erreicht war, kam es zum zweiten Riss.

Das Versagen der Versuche in den Kapiteln 5.1.1 - 5.1.3 zeigt, dass der auskragende Rand von 150 mm in dem Fassadensystem mit einem Ankerraster von 500 x 500 mm nicht versagt hat. Bei nur einem Feld ist das Versagen in Feldmitte eingetreten. Bei mehreren Feldern trat das Versagen im zweiten Stützbereich vom Rand her ein. Daher sollten die Anker des Fassadensystems immer einen Randabstand haben, damit das maximale Moment im ersten Feldbereich reduziert wird.

5.2 Biegeversuch an GfK-Ankern unter Dauerlast

Ziel war es, das Langzeitbiegeverhalten des GfK Ankers unter mechanischer Beanspruchung zu untersuchen. Das angehängte Gewicht von ca. 100 N repräsentiert das Fassadengewicht je Anker:

$$\begin{aligned} & ((15 \text{ mm Dicke}) \times (600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm Ankerraster}) \times (25 \text{ kN/m}^3 \\ & \text{Eigenlast der Fassadenplatte})) = 93,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

Der Abstand von 170 mm repräsentiert den Angriffspunkt der Fassadenplatte von der Tragschale.

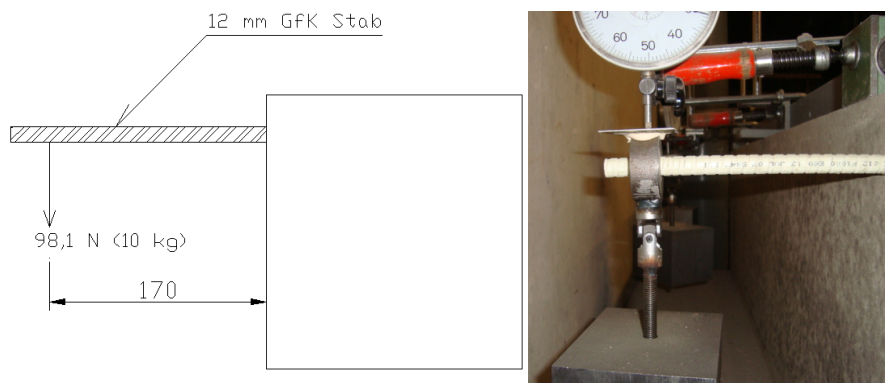


Abb. 5.12: Versuchsstand des langfristigen Biegeversuchs der GfK Anker

Drei Versuche wurden durchgeführt.

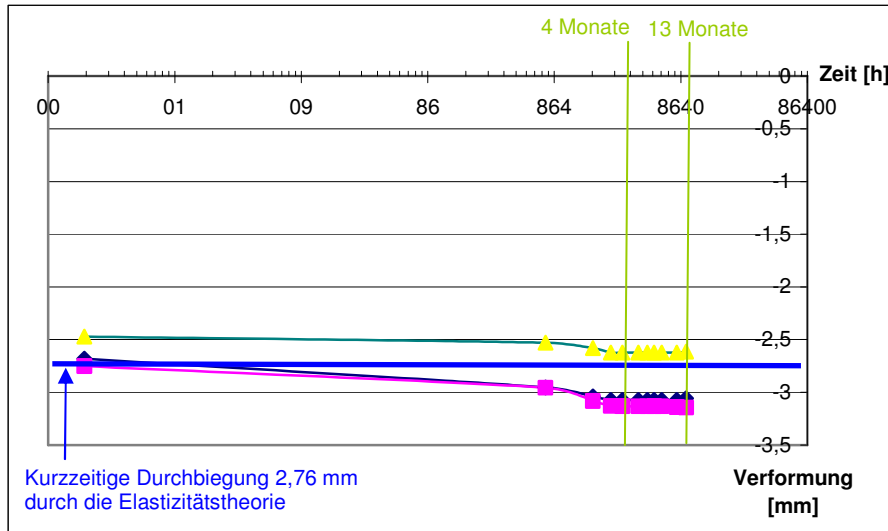


Abb. 5.13: Durchbiegung des GfK Ankers im langfristigen Biegeversuch

Nach 13 Monaten ist die Durchbiegung um 11,8 % (Mittelwert) größer als die durchschnittliche, kurzzeitige Durchbiegung. Vermutlich kriecht der Kunststoff in dem GfK Stab. Nach etwa 4 Monaten war jeweils fast keine Verformungszunahme mehr zu beobachten. Es wird deshalb ein Erhöhungsfaktor $\eta = 1,15$ in die Berechnung der Durchbiegung eingeführt.

13 Monate

5.3 Biegeversuch für Referenzbeton 2

Die an der TU Kaiserslautern durchgeführten Versuche umfassen die Bestimmung der Tragfähigkeit des glasfaser- und textilbewehrten Betons. Die Belastung der Fassadenelemente entsteht vorwiegend durch angreifende Windkräfte. Die Temperatur ist während des Versuches 20°C. Die Ermittlung der Biegezugfestigkeit erfolgte in Anlehnung an EN 1170-5 „Prüfverfahren für Glasfaserbeton, Teil 5: Bestimmung der Biegezugfestigkeit“, Januar, 1998 [38].

Die Platten wurden von der Fa. Novacret angeliefert.

Versuchsnummer	Produktionsdatum	Lieferung	Prüfdatum	Alter (Tage)
VK1,0-1	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,0-2	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,0-3	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,8-1	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,8-2	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,8-3	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115

Tab. 5.1: Prüfkörper

Die Versuchkörper bestehen aus Glasfaserbeton mit 2 Lagen Glasfasergewebe. Typischerweise ist eine Lage sehr nah an der rückseitigen Oberfläche angeordnet. Die außenliegende Lage weist einen Abstand von bis zu 9 mm von der Schalungsseite auf. Ein Einlaminiere direkt unter der Oberfläche würde offensichtlich zu einer Beeinträchtigung der Oberflächenqualität führen können. Alle hier dokumentierten Biegezugversuche wurden so ausgeführt, dass die rissauslösenden Zugspannungen an der glatten Plattenseite mit relativ weit vom Rand entfernt liegender textiler Bewehrung auftraten.

Um zu überprüfen, dass infolge des Spritzverfahrens die raue Seite nicht womöglich geringere Zugfestigkeiten aufweist, wurden auch fünf vergleichende Versuche mit Zug an der rauhen Seite bei oberflächennahem textilen Gelege mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1,0 mm/min durchgeführt. Es ergaben sich deutlich höhere Erstrisslasten als bei den hier dokumentierten Versuchen bei einem gleichzeitig fein verteilten Rissbild. In diesem Bericht werden nur die deutlich ungünstigeren Biegezugfestigkeiten bei Zug an der Schalungsseite (wie Windsog) dokumentiert.

Das Gewebe besteht aus einem quadratischen Maschennetz. Die Faserstränge weisen in beiden Richtungen den gleichen Querschnitt auf.

In den nachfolgenden Bildern ist die Position der Glasfasergewebe jeweils im Bruchquerschnitt kenntlich gemacht.

Versuchsnummer	Abstand des oberen Gewebes von der rauhen Seite [mm]	Abstand des unteren Gewebes von der rauhen Seite [mm]
VK1,0-1	1,0	8,4
VK1,0-2	1,1	9,6
VK1,0-3	0,8	7,4
VK1,8-1	0,8	9,9
VK1,8-2	0,9	10,1
VK1,8-3	1,1	9,1

Tab. 5.2: Abstand der Gewebe von den rauhen Seiten an den gebrochenen Oberflächen

Das Versuchsprogramm umfasst damit ausschließlich Platten, bei denen das Glasfasergewebe höchstens 9 mm vom geschalteten Rand entfernt liegt. Im Rahmen der Qualitätskontrolle wäre deshalb sicherzustellen, dass die Glasfasergewebe nicht weniger als 9 mm vom geschalteten Plattenrand entfernt liegen.

Die Probenabmessungen betragen 50 x 325 x 15 mm. Es wurde ein 4-Punkt Biegeversuch mit einer Spannweite von 300 mm durchgeführt.

Es wurden je 3 Versuche mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1,8 mm/min gem. EN 1170-5 und der noch geringeren Belastungsgeschwindigkeit von 1,0 mm/min durchgeführt.

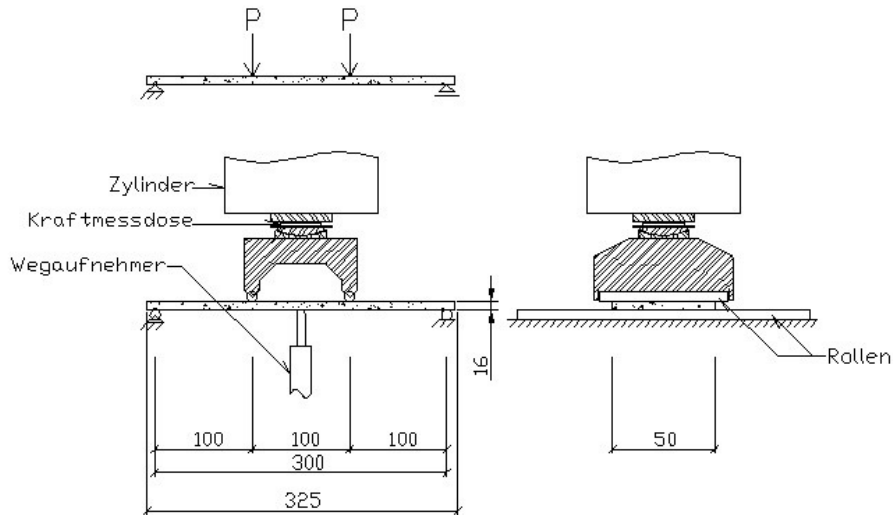


Abb. 5.14: Versuchsaufbau der Biegezugversuche nach EN 1170-5



Abb. 5.15: Versuchsstand der Biegezugversuche nach EN 1170-5

5.3.1 Versuchsergebnisse

5.3.1.1 Biegezugfestigkeit des textilbewehrten Glasfaserbetons

Nachfolgend werden Biegezugversuche beschrieben, bei denen Zug an der Plattenaußenseite erzeugt wurde. Die innenliegende Textilbewehrung war nicht in der Lage, nach dem Erstriss weitere Risse zu erzeugen. Das Textil versagte jedoch nicht beim Erstriss, sondern ermöglichte einen zusätzlichen Dehnweg. Im vielfach statisch unbestimmten System würde ein Erstriss zur Schnittgrößenumlagerung führen. Ein einzelner Riss würde keinesfalls zum Versagen des Gesamtsystems führen.

5.3.1.2 Abmessungen der Versuchskörper

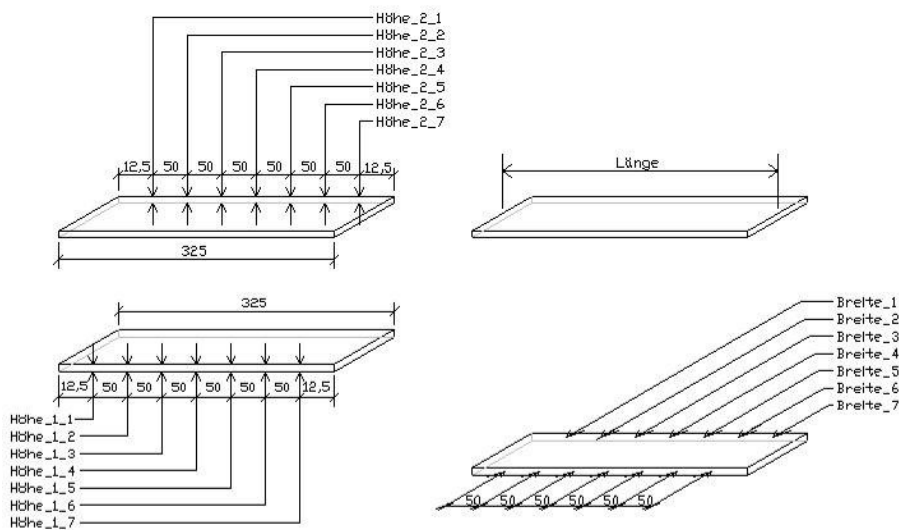


Abb. 5.16: Abmessungen (Einheit in mm.)

Versuchsnummer	Produktionsdatum	Lieferung	Prüfdatum	Alter (Tage)
VK1,0-1	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,0-2	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,0-3	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,8-1	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,8-2	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115
VK1,8-3	19.11.07	28.02.08	13.03.2008	115

Tab. 5.3: Versuchskörperbezeichnungen

Versuchsnummer	Höhe11 (mm)	Höhe12 (mm)	Höhe13 (mm)	Höhe14 (mm)	Höhe15 (mm)	Höhe16 (mm)	Höhe17 (mm)
VK1,0-1	16,71	16,61	16,63	16,73	16,61	16,84	16,82
VK1,0-2	16,19	16,20	16,42	16,46	16,51	16,46	16,42
VK1,0-3	16,28	16,27	16,42	16,55	16,90	17,00	16,89
VK1,8-1	16,71	17,14	17,06	17,26	17,23	17,09	16,96
VK1,8-2	15,93	15,99	16,01	16,14	16,36	16,36	16,40
VK1,8-3	15,63	15,76	15,87	15,81	15,94	15,95	16,02

Tab. 5.4: Versuchskörperhöhe Position 1

Versuchsnummer	Höhe21 (mm)	Höhe22 (mm)	Höhe23 (mm)	Höhe24 (mm)	Höhe25 (mm)	Höhe26 (mm)	Höhe27 (mm)
VK1,0-1	16,71	16,80	16,60	16,69	16,54	16,79	16,85
VK1,0-2	16,28	16,20	16,40	16,50	16,53	16,43	16,42
VK1,0-3	16,30	16,37	16,39	16,66	16,82	16,82	16,85
VK1,8-1	16,68	17,29	17,07	17,38	17,06	17,23	16,97
VK1,8-2	15,94	16,00	15,99	16,11	16,22	16,39	16,40
VK1,8-3	15,73	15,79	15,89	15,77	15,99	15,99	15,97

Tab. 5.5: Versuchskörperhöhe Position 2

Versuchsnummer	Breite_1 (mm)	Breite_2 (mm)	Breite_3 (mm)	Breite_4 (mm)	Breite_5 (mm)	Breite_6 (mm)	Breite_7 (mm)
VK1,0-1	50,60	50,26	50,25	50,30	50,30	50,55	50,32
VK1,0-2	49,71	49,76	49,75	49,76	49,76	50,18	49,82
VK1,0-3	50,28	50,20	50,28	50,32	50,39	50,33	50,33
VK1,8-1	50,41	50,36	50,37	50,36	50,37	50,43	50,32
VK1,8-2	49,88	49,77	48,85	49,80	49,79	49,88	49,78
VK1,8-3	49,77	49,70	49,77	49,94	49,94	49,90	49,82

Tab. 5.6: Versuchskörperbreite

Versuchsnummer	Länge (mm)	Gewicht (kg)	Dichte (kg/m ³)	Belastungs-Geschwindigkeit (mm/min)	Gewebe (Lagen)	Belastungs-seite
VK1,0-1	324,40	0,55992	2050,8	1,0	2	Raue Seite
VK1,0-2	325,20	0,53898	2030,1	1,0	2	Raue Seite
VK1,0-3	324,50	0,56205	2073,1	1,0	2	Raue Seite
VK1,8-1	325,20	0,57398	2051,3	1,8	2	Raue Seite
VK1,8-2	324,50	0,53992	2072,5	1,8	2	Raue Seite
VK1,8-3	324,55	0,53463	2083,5	1,8	2	Raue Seite

Tab. 5.7: Weitere Versuchskörperinformationen

5.3.1.3 Last-Verformungsdiagramm

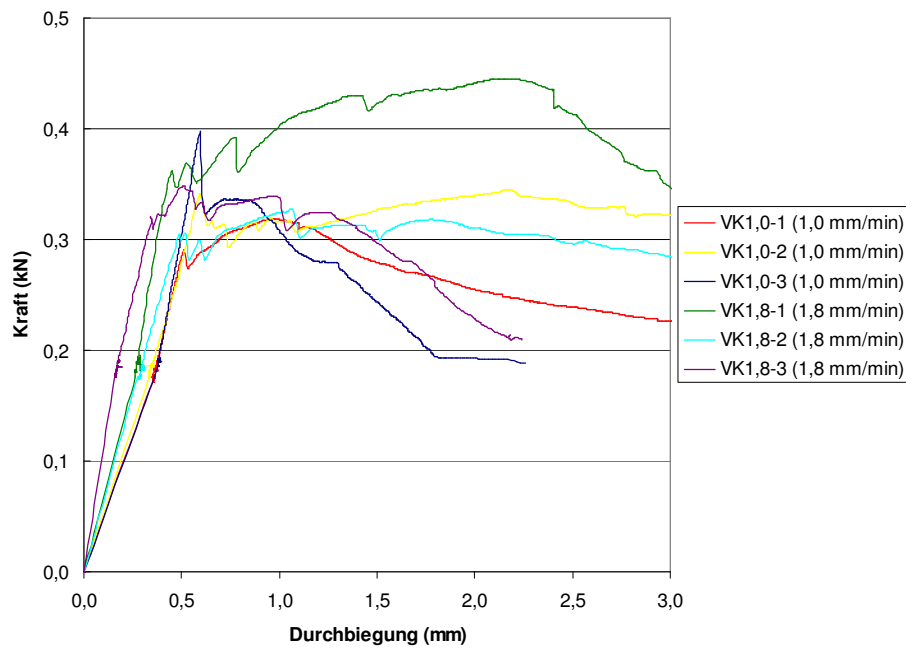


Abb. 5.17: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton

Die unterschiedlich gewählten Belastungsgeschwindigkeiten führten zu keinem signifikanten Unterschied bei der Erstrissspannung.

5.3.1.4 Versuchsergebnisse

Die Auswertung der Versuche erfolgte in Anlehnung an EN 1107-5 [38]. Die dabei verwendeten Gleichungen sind nachfolgend angegeben.

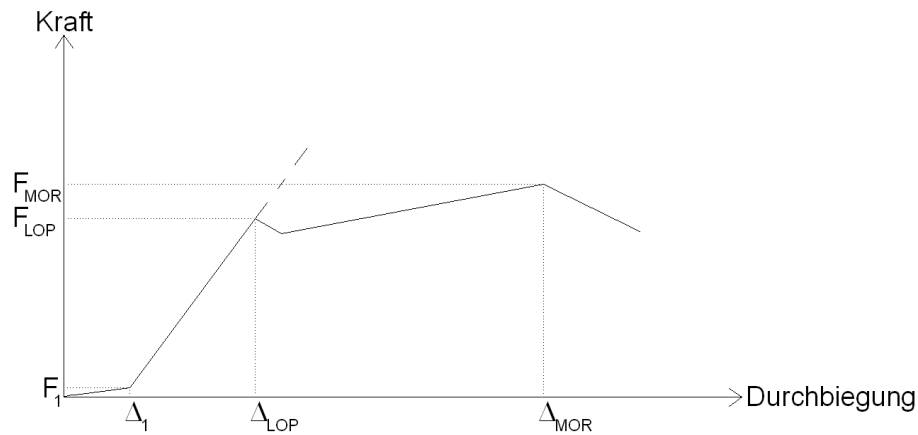


Abb. 5.18: Beispiel für eine Kraft-Durchbiegungs-Linie [38]

$$\text{Biegezugfestigkeit} = \frac{(\text{Kraft}) \cdot (\text{Stützweite})}{(\text{Breite des Prüfkörpers}) \cdot (\text{Dicke des Prüfkörpers})^2}$$

$$E = \left(\frac{23}{108} \right) \cdot \frac{(\text{Stützweite})^3}{(\text{Breite des Prüfkörpers}) \cdot (\text{Dicke des Prüfkörpers})^3} \cdot \frac{(F_{\text{LOP}} - F_1)}{(\Delta_{\text{LOP}} - \Delta_1)}$$

$$\epsilon_{\text{MOR}} = \left(\frac{108}{23} \right) \cdot \frac{\Delta_{\text{MOR}}}{(\text{Länge des Prüfkörpers})^2} \cdot (\text{Dicke des Prüfkörpers})$$

$$\sigma_{\text{LOP}} = \frac{F_{\text{LOP}} \cdot (\text{Länge des Prüfkörpers})}{(\text{Breite des Prüfkörpers}) \cdot (\text{Dicke des Prüfkörpers})^2}$$

$$\epsilon_{\text{LOP}} = \frac{108}{23} \cdot \frac{(\Delta_{\text{LOP}})^3}{b \cdot d^3} \cdot \frac{(F_{\text{LOP}} - F_1)}{(\Delta_{\text{LOP}} - \Delta_1)}$$

$$E = \frac{23}{108} \cdot \frac{l^3}{b \cdot d^3} \cdot \frac{(F_{\text{LOP}} - F_1)}{(\Delta_{\text{LOP}} - \Delta_1)}$$

b = Breite des Prüfkörpers [mm];

d = Dicke des Prüfkörpers [mm];

l = Stützweite [mm];

Δ_{LOP} = Durchbiegung an der Proportionalitätsgrenze [mm];

Δ_{MOR} = Durchbiegung bei Erreichen der Biegezugfestigkeit [mm];

F_{LOP} = Last bei Erreichen der Proportionalitätsgrenze [N];

F_{MOR} = Last bei Erreichen der Biegezugfestigkeit [N];

σ_{LOP} = Biegespannung an der Proportionalitätsgrenze [N/mm²];

σ_{MOR} = Biegezugfestigkeit [N/mm²];

ϵ_{LOP} = Dehnung bei der Proportionalitätsgrenze.

ϵ_{MOR} = Dehnung bei Erreichen der Biegezugfestigkeit.

Versuchsnummer	Kraft bei Erstriss (sichtbar) (kN)	Max Kraft (kN)	Durchbiegung bei maximaler Kraft (mm)	Biegezugfestigkeit bei maximaler Kraft (N/mm ²)	ϵ_{MOR} x 10 ⁻³
VK1,0-1	0,311	0,32	0,94	6,89	0,959
VK1,0-2	0,337	0,35	2,15	7,74	1,849
VK1,0-3	0,335	0,40	0,59	8,69	0,511
VK1,8-1	0,444	0,45	2,08	8,92	1,880
VK1,8-2	0,318	0,33	1,05	7,66	0,791
VK1,8-3	0,325	0,35	0,51	8,17	0,420
Versuchsnummer	F_{LOP} (kN)	Δ_{LOP} (mm)	σ_{LOP} (N/mm ²)		ϵ_{LOP} x 10 ⁻³
VK1,0-1	0,291	0,512	6,22		0,446
VK1,0-2	0,342	0,597	7,59		0,513
VK1,0-3	0,398	0,594	8,61		0,515
VK1,8-1	0,362	0,451	7,19		0,408
VK1,8-2	0,303	0,485	7,02		0,408
VK1,8-3	0,319	0,348	7,69		0,287

Tab. 5.8: Maximalwerte aus den Biegeversuchen

Der Mittelwert der Biegespannungen an der Proportionalitätsgrenze beträgt 7,33 N/mm². Der 5% Fraktilwert beträgt 4,62 N/mm².

(Zum Vergleich: der 5% Fraktilwert der Biegezugfestigkeit von 5 Versuchsergebnissen mit Zug an der rauhen Seite betrug 6,99 N/mm²). Nachfolgend werden ausschließlich die ungünstigeren Werte an der Plattenaußenseite zugrunde gelegt)

5.3.2 Weitere Biegeversuche für Glasfaserbeton zum Vergleich

5.3.2.1 Kurzzeitige Biegeversuche

Die folgenden Biegeversuche zum Vergleichen wurden am Versuchsstand in Abb. 5.19 durchgeführt. Die Versuchsanordnung wurde geändert, um den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit und den Einfluss der Neigung der Glasfaserlegege zu bestimmen. Die Abmessungen entsprechen denen der in Kapitel 5.3.1.2 beschriebenen Versuche.

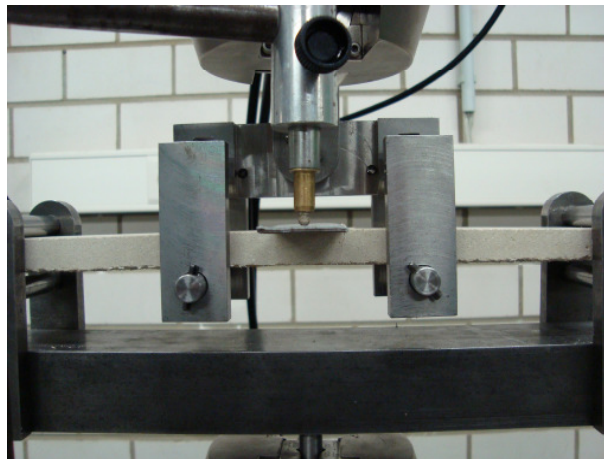
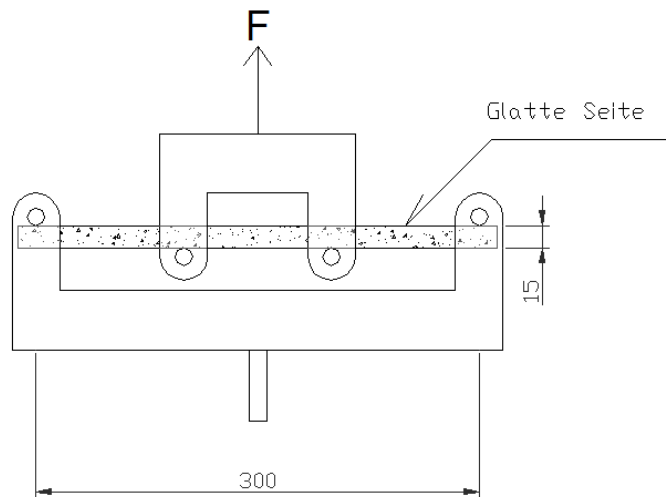


Abb. 5.19: Versuchsaufbau und Versuchsstand der Biegezugversuche nach EN 1170-5

Die Belastungsgeschwindigkeiten waren gemäß EN 1170-5, 1,8 mm/min, 0,06 mm/min (0,06 mm/min ist die langsamste Belastungsgeschwindigkeit der Prüfmaschine) und 6.000 mm/min. Die Neigung des Glasfaserlegeges zur Tragrichtung θ betrug wie in Abb. 5.20 dargestellt 90° und 45° . Das

Versuchsprogramm ist in Tab. 5.9 dargestellt und die Last-Verformungsdiagramme in Abb. 5.21-5.24.

Versuchsprogramme	Belastungsgeschwindigkeit [mm/min]	Neigung des Glasfasergewebes θ [°]	Anzahl der Proben	Betonalter [Tage]	Last-Verformungsdiagramme
1	1,8	90	30	60	Abb. 5.28
2	0,06	90	8	60	Abb. 5.29
3	0,06	45	8	60	Abb. 5.30
4	100	90	5	60	Abb. 5.31

Tab. 5.9: Versuchsprogramm

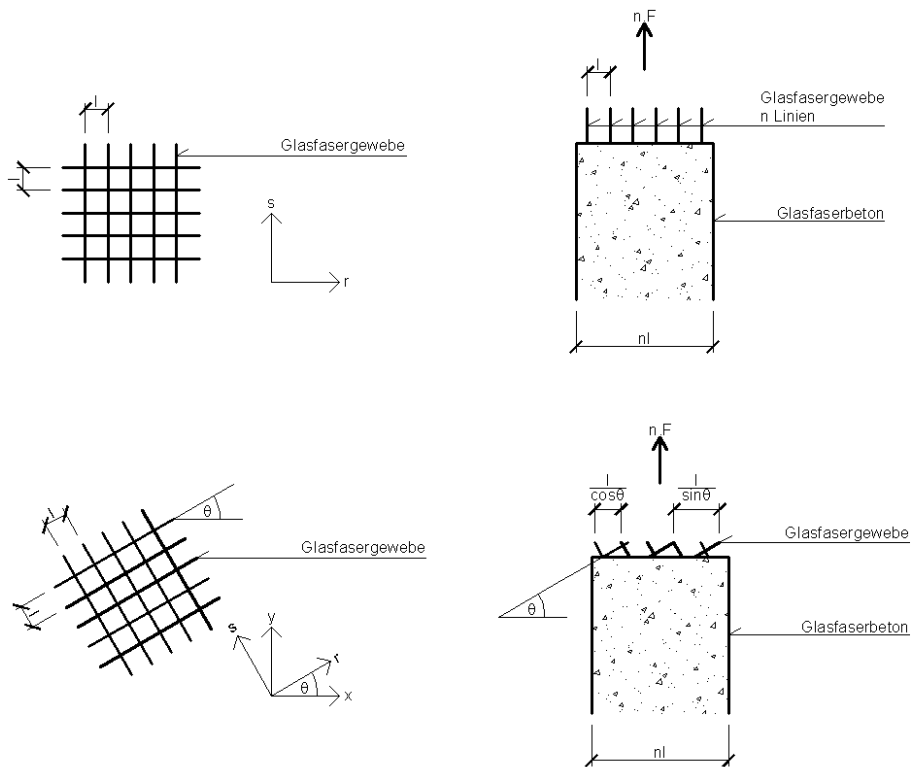


Abb. 5.20: Neigung des Glasfasergewebes im Glasfaserbetonstreifen

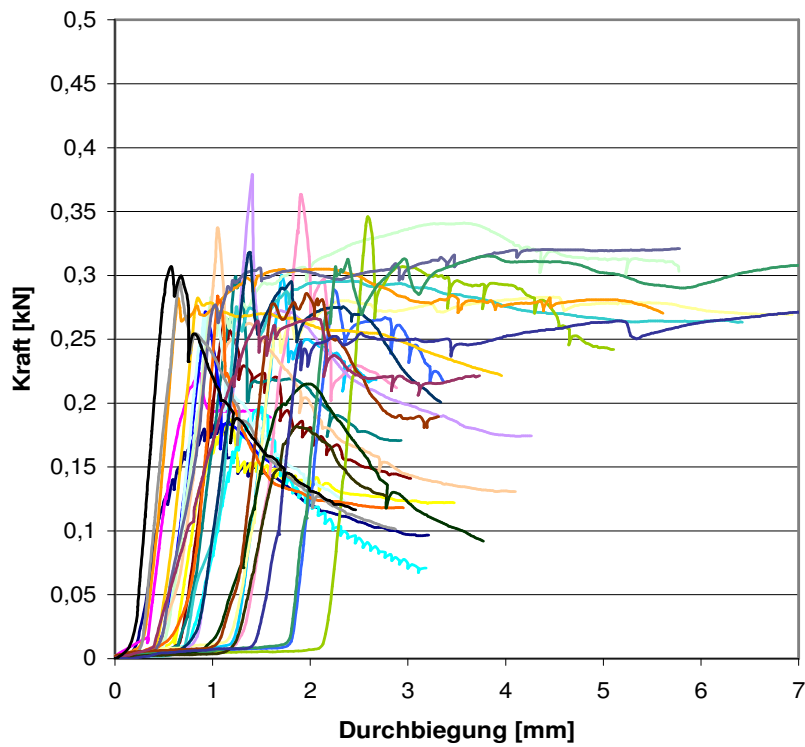


Abb. 5.21: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 1,8 mm/min , Neigung des Glasfasergewebes $\theta = 90^\circ$

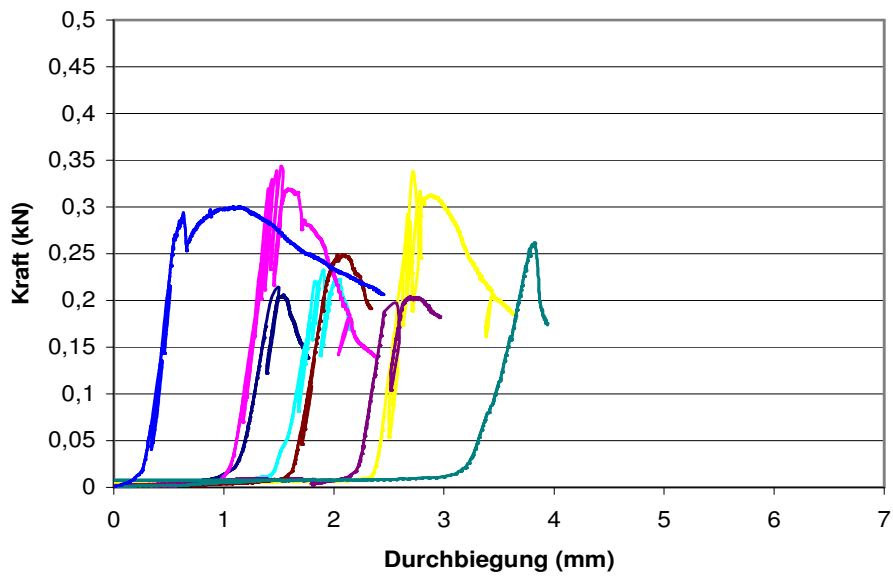


Abb. 5.22: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 0,06 mm/min , die Neigung des Glasfasergewebes $\theta = 90^\circ$

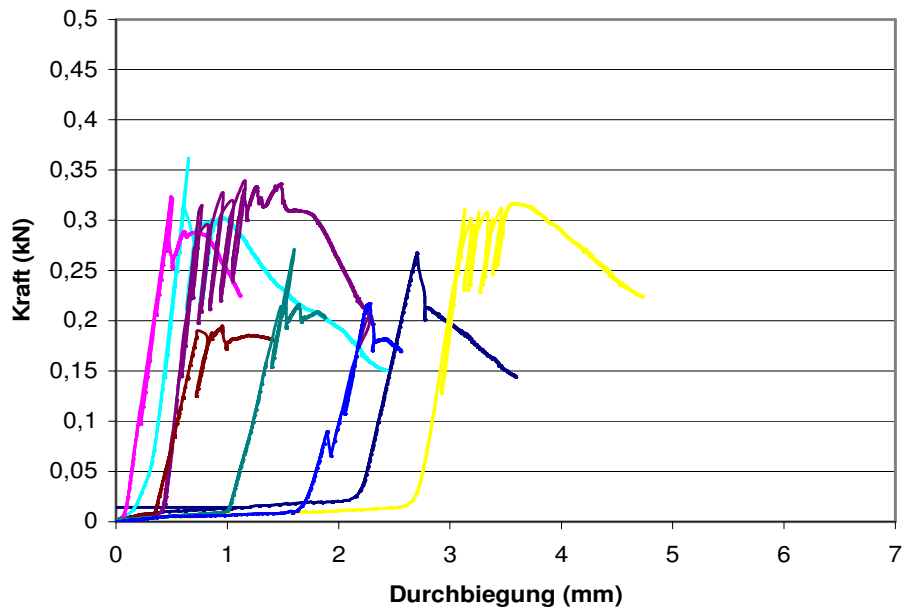


Abb. 5.23: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = $0,06 \text{ mm/min}$, die Neigung des Glasfasergewebes $\theta = 45^\circ$

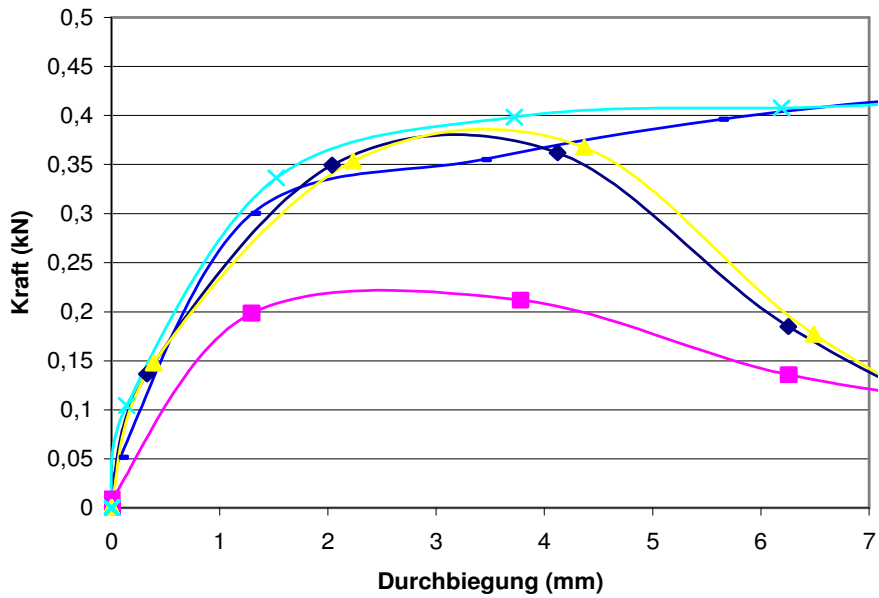


Abb. 5.24: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 100 mm/min , die Neigung des Glasfasergewebes $\theta = 90^\circ$

Versuchsprogramme	Abstand der Bewehrung vom oberen Rand, d_2 [mm]	Statische Höhe, d [mm]	Durchschnittliche Plattendicke [mm]	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	Variationskoeffizient v [%]
1	1,9	7,3	16,9	6,60	26,61
2	1,6	4,5	16,9	5,35	38,17
3	1,4	8,2	14,9	8,28	11,02
4	1,8	8,3	17,8	7,19	23,92

Tab. 5.10: Ergebnisse der kurzzeitigen Biegeversuche

Die Ergebnisse der Versuchsprogramme 1. und 2. in Tab. 5.10 deuten darauf hin, dass die langsamere Belastungsgeschwindigkeit in der Tendenz zu einer kleineren Biegezugfestigkeit führt. Das heißt, dass der Biegeversuch auf der sicheren Seite liegend mit der langsameren Belastungsgeschwindigkeit gefahren werden sollte.

Aufgrund dieser Ergebnisse wurden die in Kapitel 5.3.2.2. beschriebenen Langzeitbiegeversuche initiiert.

Die Ergebnisse der Versuchsprogramme 2. und 3. in Tab. 5.10 zeigen, dass eine Abweichung der Richtung der Gewebes von der Tragrichtung eine eher größere Biegezugfestigkeit ergibt. Infolge einer kleinen Plattendicke ergeben sich im 3. Versuchsprogramm kleinere Widerstandsmomente.

5.3.2.2 Langzeit - Biegeversuche

Um die Langzeitbiegezugfestigkeit zu erforschen, wurde eine zusätzliche Versuchsreihe aufgelegt, bei der dreizehn Plattenstreifen mit Totlasten unterschiedlicher Größe für eine Dauer von ca. 10 Monaten belastet wurden.

Die konstanten Gewichte lagen als Lasten auf den Glasfaserbetonstreifen (Abb. 5.25). Die Abmessungen der Plattenstreifen betragen 15 x 50 x 350 mm. Die glatte Seite ist entsprechend der Beanspruchungsrichtung bei Windsog nach unten gelegt. Es wurde die maximale Last gem. Abb. 5.24 von 400 N angesetzt. Die Last wurde mittels Gewichten auf den Versuchskörper aufgebracht und blieb so konstant über die Dauer des Versuchs. Die Dauerlasten betragen 350, 300, 250, 200, 180, 160, 140, 120, 100 und 80 N.

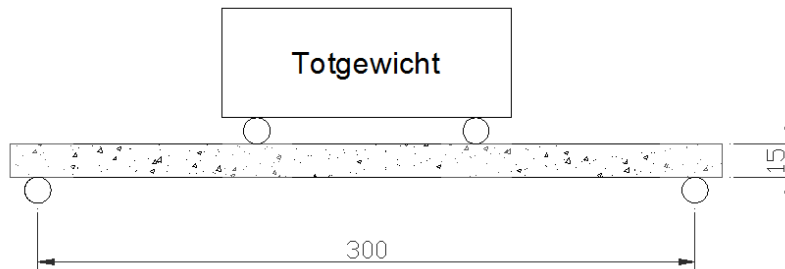


Abb. 5.25 -1: Statisches System des Versuchsstandes zur Untersuchung des Langzeitbiegeverhaltens von Glasfaserbeton



Abb. 5.25-2: Versuchsstand zur Untersuchung des Langzeitbiegeverhaltens von Glasfaserbeton

Nach dem Versagen wurden die Laufzeiten und die Biegezugspannungen in Abb. 5.26 dargestellt. Nach 6 Monaten kam es in den Streifen, deren Biegezugspannung kleiner als $4,9 \text{ N/mm}^2$ war, zu keinem Versagen mehr.

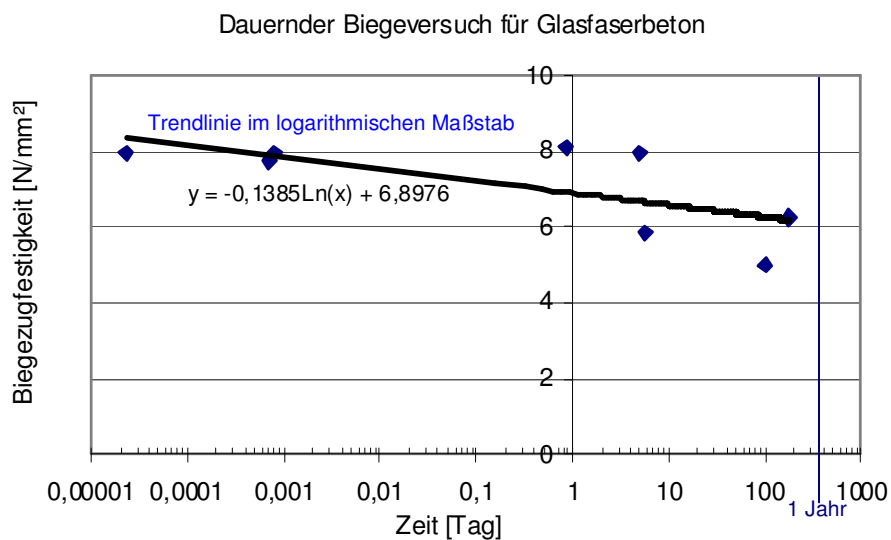


Abb. 5.26: Biegezugspannung und Zeitpunkt des Bruchs

Die aus der Gleichung in Abb. 5.26 extrapolierte Biegezugfestigkeit beträgt nach 50 Jahren $5,54 \text{ N/mm}^2$ (Langzeitfestigkeit).

Die Ergebnisse zeigen, dass die langzeitige Biegezugfestigkeit nach dem dauernden Biegeversuch kleiner als die kurzzeitigen Biegezugfestigkeit ist.

Daher wäre ein Abminderungsfaktor, der sich aus dem Verhältnis der Bruchlast aus dem dauernden Biegeversuch zu der Bruchlast aus dem kurzzeitigen Biegeversuch (aus Kapitel 5.3.2.1) ergibt

$$\frac{\text{Bruchlast nach dem dauernden Biegezugversuch}}{\text{Bruchlast nach dem kurzzeitigen Biegezugversuch (vom Kapitel 5.3.2.1)}} = \frac{5,54}{6,60} =$$

~0,84 für den Bemessungswert des Widerstandes der Biegezugfestigkeit von hochfestem Beton „Referenzbeton 1“ anzusetzen.

Auf der sicheren Seite liegend wird ein Abminderungsfaktor von 0,8 für die Langzeitzugfestigkeit vorgeschlagen.

Zu berücksichtigen ist dass dieser Abminderungsfaktor keine Abnahme der Zugfestigkeit infolge Glasfaserkorrosion erfasst. Hieraus kann eine deutlich größere Abnahme der ansetzbaren Zugfestigkeit resultieren.

5.4 Scherversuche

Scherversuche wurden nur an Fassadenplatten aus Referenzbeton 1 durchgeführt. Wie in Kapitel 3.4.3.2 und 4.5 zusammengefasst beschrieben, wird Referenzbeton 2 nicht weiter untersucht.

5.4.1 Kurzzeitversuche

Zunächst wurden direkte Scherversuche mit geklebten GfK-Kopfteller und einer 15 mm dicken, hochfesten Betonplatte (Abb. 5.27 - 5.28) durchgeführt. Der Klebstoff „Sika AnchorFix“ wurde in [96] ausgewählt und hier verwendet. Die Versuchsbedingungen sind in Tab. 5.11 beschrieben.

Versuchsbedingungen	
Klebstoff	Sika AnchorFix
Geklebte Oberfläche	1.885 mm ²
Klebstoffdicke	1, 3 und 5 mm
Exzentrizität	11, 13 und 15 mm
Oberflächenvorbehandlung der hochfesten Betonplatte	Sandstrahlen und Grundierung aus DP490/Aceton 1:1
Oberflächenvorbehandlung des GfK Kopftellers	Atmosphärisches Plasma
Belastungsgeschwindigkeit	0,5 mm/min
Betonalter	55 Tage
Klebstoffalter	10 Tage

Tab. 5.11: Bedingungen der Scherversuche

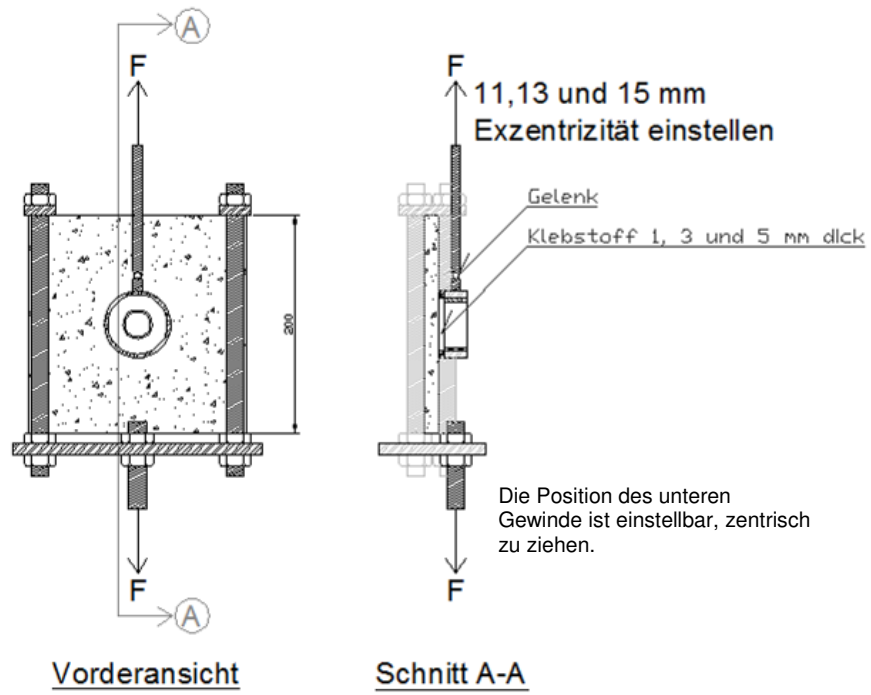


Abb. 5.27: Versuchsaufbau des Scherversuches

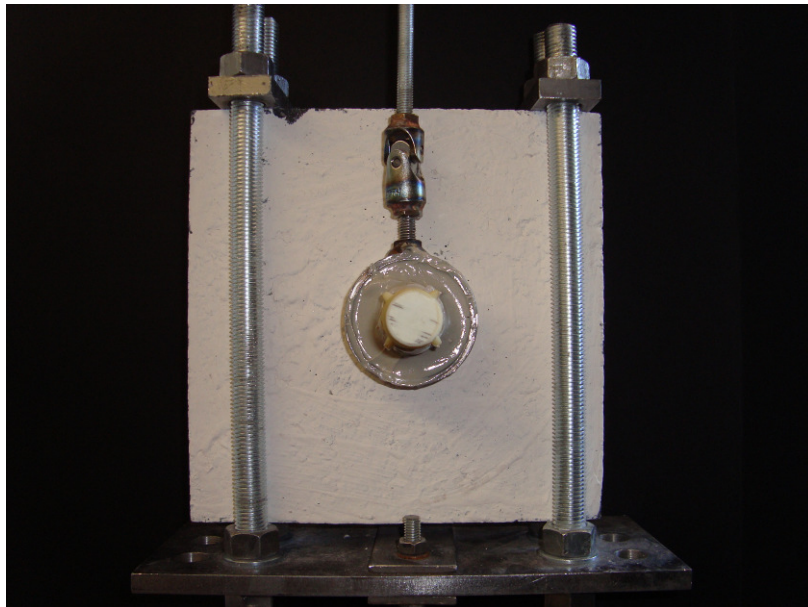


Abb. 5.28: Versuchszustand des Scherversuches

Die Ergebnisse sind in Abschn. 5.4.3 dargestellt.

5.4.2 Scherversuche mit mehrtägiger Belastung

Diese Versuche simulieren die langzeitige Einwirkung des Eigengewichts der Fassadenplatte auf die geklebte Verbindung. Die Tragfähigkeit wurde mit einem konstanten Gewicht simuliert. Die Platten wurden drei Tage lang mit einem 1,1 kN schwerem Gewicht belastet und danach wurde an den Platten zusätzlich mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min gezogen. Das 1,1 kN schwere, konstante Gewicht war ca. 12 mal größer als das Gewicht der 0,50 x 0,50 m² großen Fassadenplatte. Tatsächlich treten grundsätzlich nur das Eigengewicht der hängenden Fassadenplatten sowie das Schwinden auf, die jeweils eine konstante Scherkraft an den geklebten Punkten zur Folge haben. Die Scherkraft, die durch andere Einwirkungen, wie zum Beispiel Windlasten, Temperaturveränderungen, ... auftritt, ist jeweils nur vorübergehend. Ferner beträgt die konstante Scherkraft, ausgelöst durch das Schwinden, nur 0,05 kN (Tab. 3.17) und kann vernachlässigt werden. Die Klebstoffdicke beträgt 3 mm.

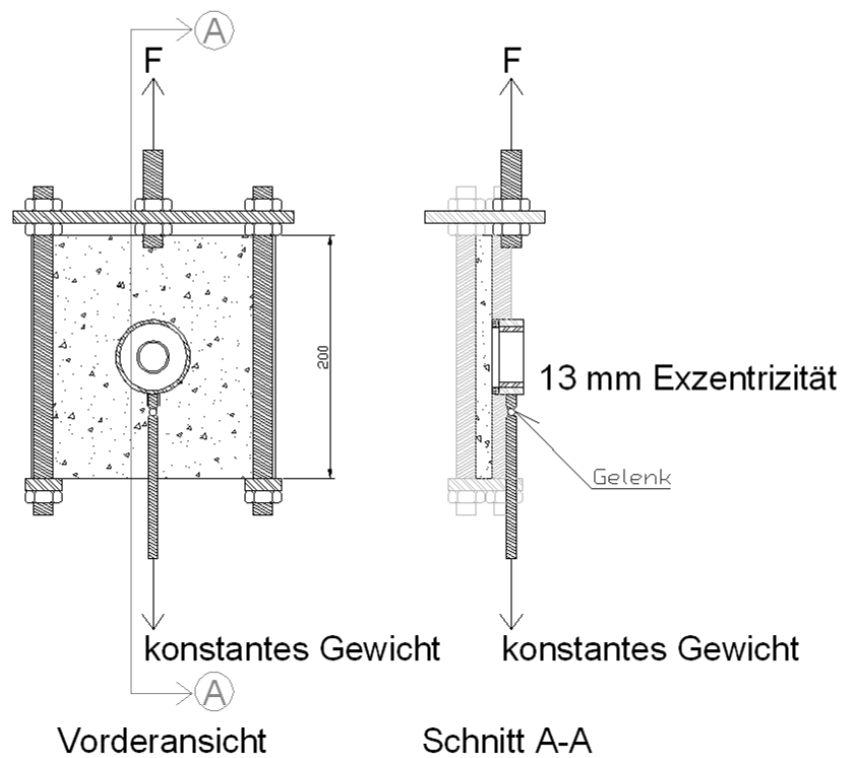


Abb. 5.29: Versuchsaufbau des Scherversuches mit konstantem Gewicht

5.4.3 Ergebnisse der Scherversuche

Die Last-Verformungsdiagramme der Scherversuche sind in Abb. 5.30 - 5.33 dargestellt und die jeweiligen Versagensorten nach dem Versuch in Anhang C, Abb. C.1 - C.4.

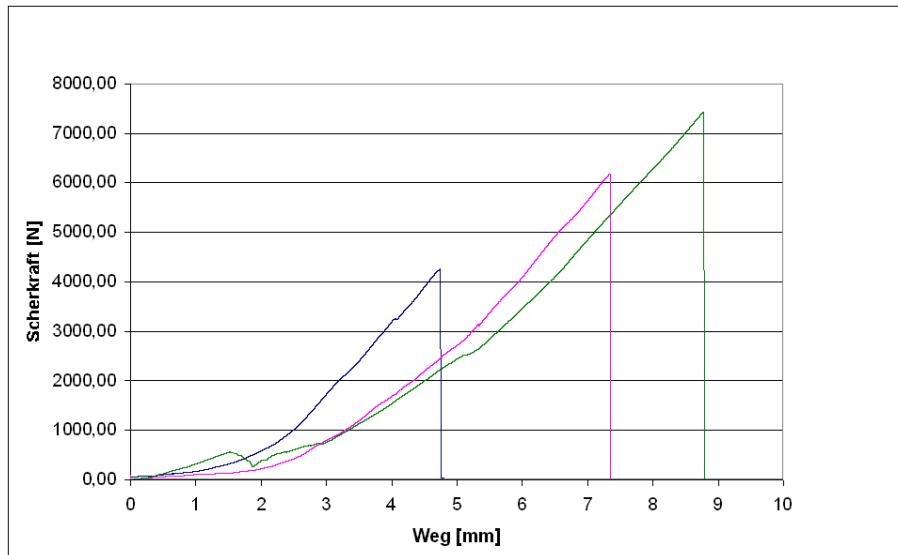


Abb. 5.30: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 1 mm starke Klebstoffschicht, Kurzzeitbelastung

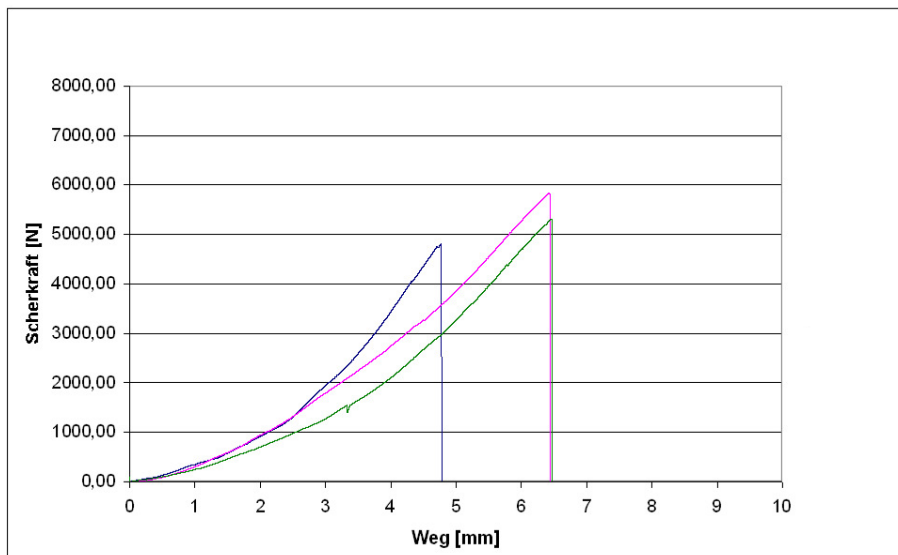


Abb. 5.31: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 3 mm starke Klebstoffschicht, Kurzzeitbelastung

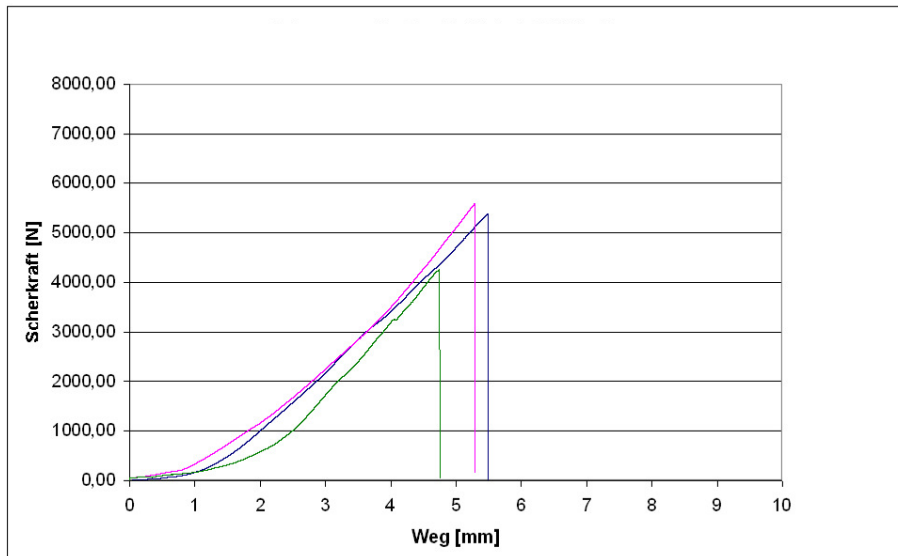


Abb. 5.32: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 5 mm starke Klebstoffschicht, Kurzzeitbelastung

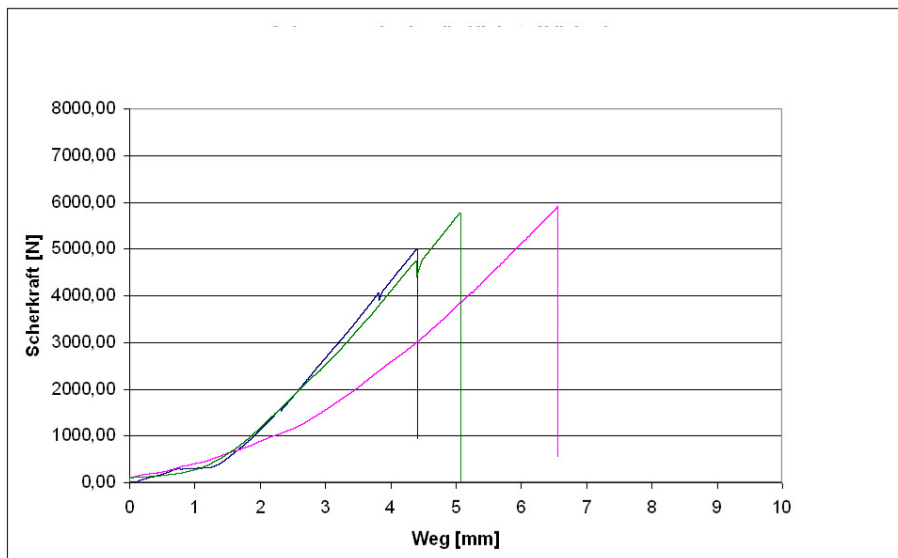


Abb. 5.33: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 3 mm starke Klebstoffschicht unter Kurzzeitbelastung, nach 3 Tage langer Belastung durch ein Totgewicht von 1,1 kN

Die Bruchlasten aus Abb. 5.30 - 5.33 sind in Tabelle 5.12 aufgelistet. Die Ergebnisse zeigen, dass es keinen großen Unterschied zwischen den Schertragfähigkeiten der jeweiligen Versuche gibt. Das bedeutet, dass die Klebstoffdicke zwischen 1 und 5 mm variieren kann. Der 5%-Fraktilwert und der Designwert sind in Tab. 5.13 aufgeführt.

Scherversuche	Klebstoff-dicke [mm]	Scherkraft		
		Mittelwert [kN]	Standard- abweichung [kN]	Variations-koeffizient v [%]
1. kurzzeitiger Versuch	1	5,34	0,976	18,27
2. kurzzeitiger Versuch	3	5,32	0,513	9,65
3. kurzzeitiger Versuch	5	5,08	0,711	13,99
4. mehrtägiger Versuch	3	5,57	0,488	8,77

Tab. 5.12: Mittelwerte der Ergebnisse

Probenanzahl	12	
Mittelwert	3,04	N/mm ²
Standardabweichung	0,49	N/mm ²
Variationskoeffizient	16,22	%
5%-Fraktilwert mit 90 % Vertrauensbereich, $f_{ct,fl.,z}$	1,83	N/mm ²

Tab. 5.13: 5%-Fraktilwert der Scherversuche

Die Ergebnisse in Tab. 5.12 zeigen, dass es keinen Einfluss durch die Dauer der Lasteinwirkung gab. Das Versagen trat immer im Beton ein und führte zu einem grenzschichtnahen Kohäsionsbruch der Betonoberfläche. Als Teilsicherheitsbeiwert wird auf der sicheren Seite analog zu dem Kapitel 4.6 $\gamma_{Klebstoff} = 6,8$ gewählt.

Der 5%-Fraktilwert der Scherfestigkeit $f_{ct,fl.,z}$ mit 90 % Vertrauensbereich wird in Kapitel 6.4 zur Berechnung des Bemessungswertes verwendet.

5.5 Durchstanzversuche

Der Referenzbeton 1 wurde verwendet. Infolge Winddruckes an der Fassadenplatte gibt es eine Druckkräfte in den Verbindungsankern. Die Durchstanzversuche in Abb. 5.34 - 5.35 wurden durchgeführt, um zu untersuchen, ob die Fassadenplatte aufgrund des Durchstanzens an den punktförmigen Unterstützungspunkten versagen könnte. Die inneren Durchmesser der Auflager betragen 160, 130 und 91 mm. Bei den Auflagern mit den inneren Durchmessern von 160 und 130 mm sind die 15 mm dicken, hochfesten Betonplatten infolge des Biegemomentes gebrochen.

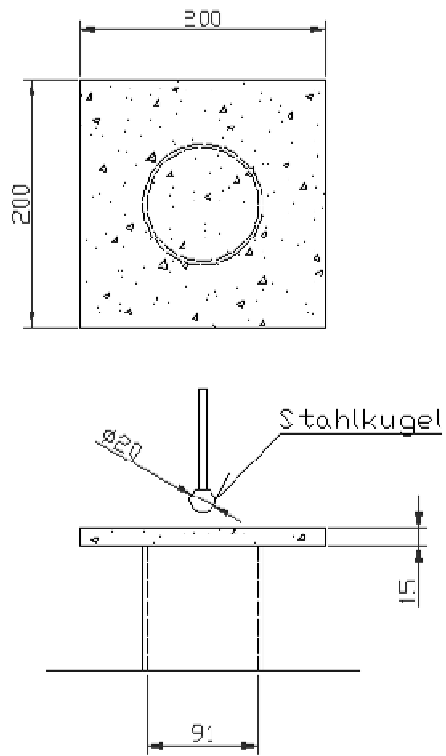


Abb. 5.34: Versuchsaufbau des Durchstanzversuches, das 91 mm große innere Ringauflager entspricht dem rund 6-fachen der Plattendicke



Abb. 5.35: Versuchsstand des Durchstanzversuches

Versuchsbedingungen	
Plattendicke	15 mm
Durchmesser der Stahlkugel	20 mm
Durchmesser der Auflager	91 mm
Belastungsgeschwindigkeit	0,1 mm/min
Betonalter	55 Tage

Tab. 5.14: Versuchsbedingungen der Durchstanzversuche

Das Last-Verformungsdiagramm ist in Abb. 5.36 dargestellt und die jeweiligen Versagen nach dem Versuch in Abb. D.1 – D.2.

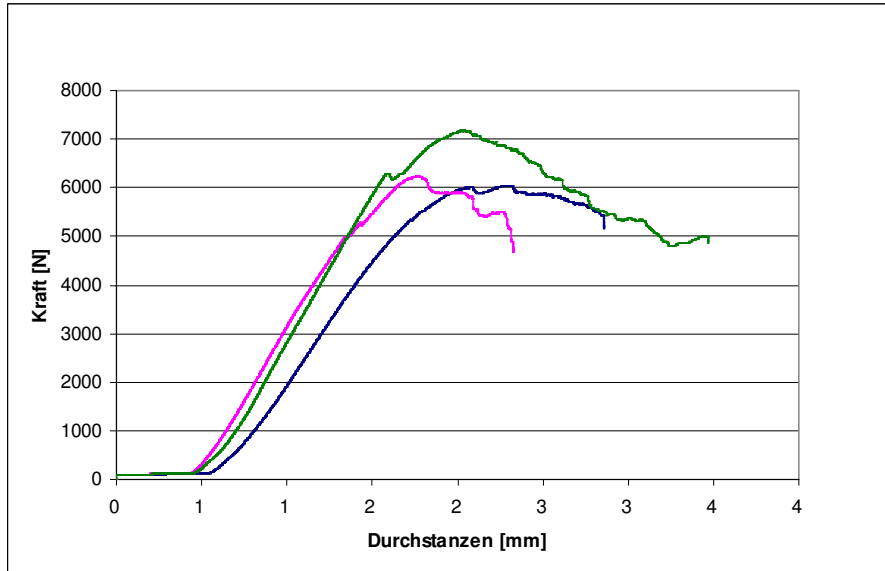


Abb. 5.36: Last-Verformungsdiagramm

	Kraft [kN]
1	6,05
2	6,24
3	7,18
Mittelwert R_m	6,49
Variationskoeffizient v [%]	9,32
5%-Fraktile $R_{5\%}$	3,28

Tab. 5.15: Mittelwert der Ergebnisse

Anhand des 5%-Fraktilwertes in Tab. 5.15 lässt sich die maximale Designwinddrucklast, für den der Nachweis des Durchstanzens, mit einem

Sicherheitsbeiwert von $\gamma_c = 1,8$ noch aufgeht, zu ungefähr

$$\left(\frac{(3,28 \text{ kN})}{((0,50 \text{ m}) \cdot (0,50 \text{ m})) \cdot 1,8} \right) = 7,28 \text{ kN/m}^2 \text{ bestimmen.}$$

Jedoch versagten alle Proben der Winddruckversuche in Kapitel 5.9 erst infolge des Biegemomentes. Daraus folgt, dass die Tragfähigkeit des Durchstanzens für die maximale Windlast des Projekts (Kapitel 3.3.7) ausreichend ist.

5.6 Zugversuch

Der Referenzbeton 1 wurde verwendet. Es wurden Zugversuche zwischen dem geklebten GfK Kopfteller und der 15 mm dicken hochfesten Betonplatte (Abb. 5.37 - 5.38) durchgeführt. Der Klebstoff „Sika AnchorFix“ wurde von [96] ausgewählt und hier verwendet. Die Versuchsbedingungen sind in Tab. 5.16 dargestellt.

Versuchsbedingungen	
Klebstoff	Sika AnchorFix
Geklebte Oberfläche	1.885 mm ²
Klebstoffdicke	3 mm
Oberflächenvorbehandlung der hochfesten Betonplatte	Sandstrahlen und Grundierung aus DP490/Aceton 1:1
Oberflächenvorbehandlung des GfK Kopftellers	Atmosphärisches Plasma
Belastungsgeschwindigkeit	0,5 mm/min
Betonalter	120 Tage
Klebstoffalter	75 Tage

Tab. 5.16: Versuchsbedingungen der Zugversuche



Abb. 5.37: Versuchsstand des Zugversuches

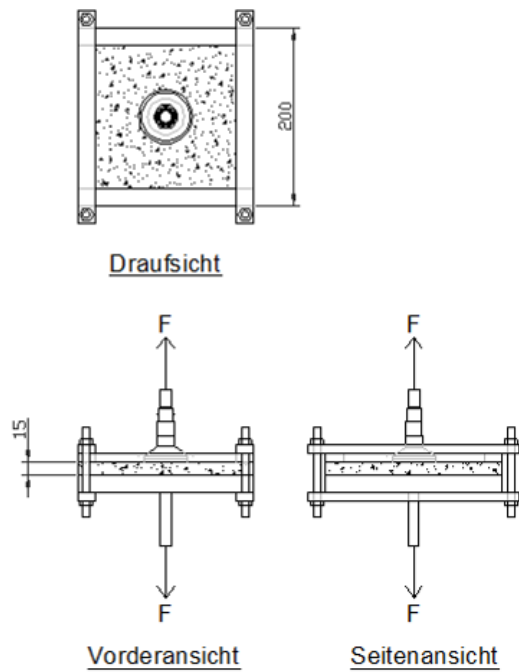


Abb. 5.38: Versuchsaufbau des Zugversuches

Versuchkörper	Versuchsprogramm	Lastwechsel im Zug		
		MIN-MAX [kN]	Zyklen	Frequenz [Hz]
1.	Zugversuch	-	-	-
2.	Zugversuch	-	-	-
3.	Zugversuch	-	-	-
4.	Zugversuch nach dem Lastwechsel	0,1-1	100.000	10
5.	Zugversuch nach dem Lastwechsel	0,1-1	100.000	20
6.	Zugversuch nach dem Lastwechsel	0,1-1	100.000	20

Tab. 5.17: Versuchsprogramm der Zugversuche

Der Bemessungswert der Zugkraft N_{Ed} am Anker (Abb. 3.32) beträgt nur 0,62 kN. Der Wert stammt aus den Windlasten, die für eine Mittelung über einen Zeitraum von 10 min mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 0,02 innerhalb eines Jahres (ein Mal in 50 Jahren) [103] gelten. Deshalb sollte hier ein Lastwechsel von 0,1-1 kN mit 100.000 Zyklen für die Simulation der dynamischen Windlasten ausreichen.

Die Last-Verformungsdiagramme sind in Abb. 5.39 – 5.40 dargestellt.

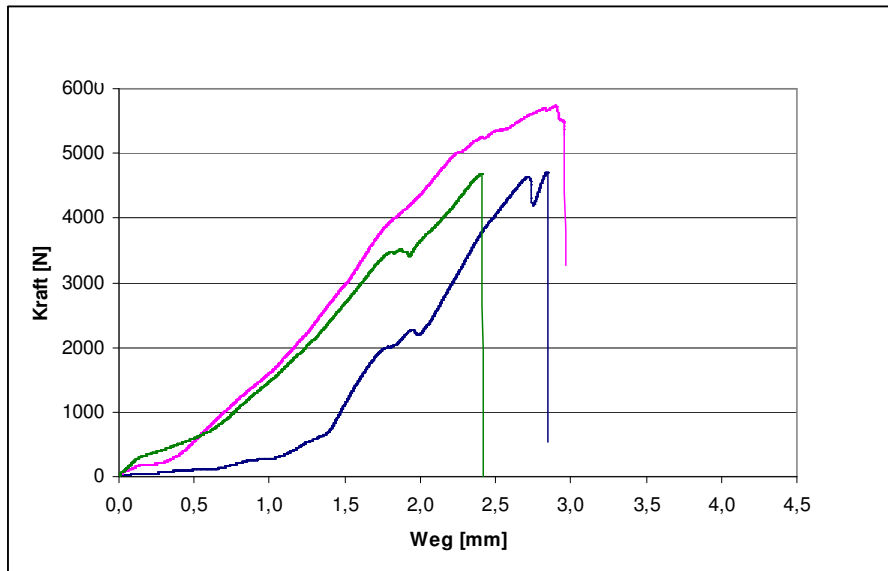


Abb. 5.39: Last-Verformungsdiagramm des kurzzeitigen Zugversuches

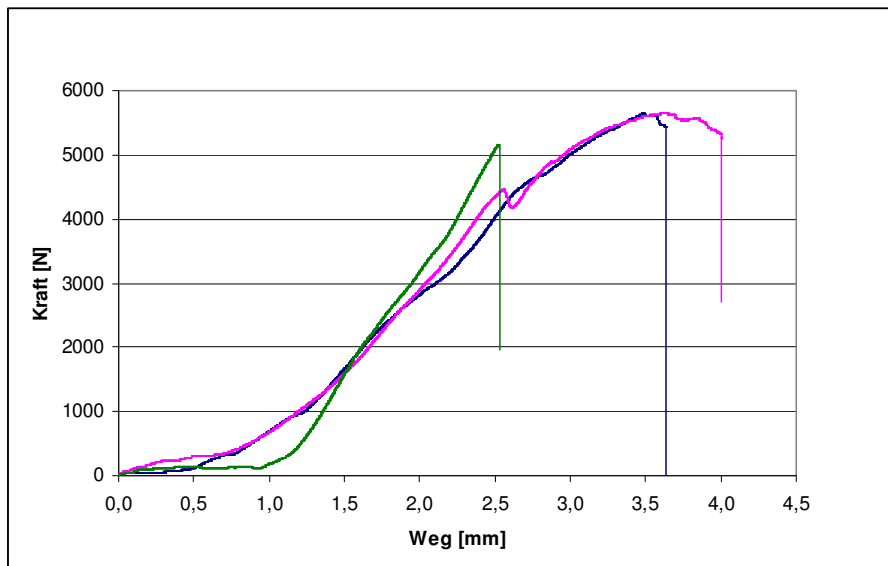


Abb. 5.40: Last-Verformungsdiagramm nach Lastwechsel (Zugversuch)

Der Unterschied der maximalen Kräfte der Versuche ohne Lastwechsel und der Versuche mit Lastwechsel ist gering und kann vernachlässigt werden. Die Tragfähigkeit des Klebstoffs hat sich nach den Versuchen mit dem langfristigen Lastwechsel so bewährt, dass sie auch in der Praxis einsetzbar ist. Der 5%-Fraktilwert der Zugtragfähigkeit ist in Tab. 5.18 angegeben.

Probenanzahl	6	
Mittelwert	2,79	N/mm ²
Standardabweichung	0,26	N/mm ²
Variationskoeffizient	9,22	%
5%-Fraktilwert mit 90 % Vertrauensbereich, $f_{ct,fl,xy}$	2,00	N/mm ²

Tab. 5.18: 5%-Fraktilwert des Zugfestigkeit $f_{ct,fl,xy}$

Der 5%-Fraktilwert der Zugfestigkeit $f_{ct,fl,xy}$ mit 90 % Vertrauensbereich wird in Kapitel 6.4 zur Berechnung des Bemessungswertes verwendet.

5.7 Zug-Scher Interaktionsversuch

5.7.1 Allgemeines

In der Realität gibt es gleichzeitig Zugkraft und Scherkraft an der geklebten Verbindung. Daher wurde der Zug-Scher Interaktionsversuch durchgeführt. Die Zug-Scher Interaktionsversuche wurden an 15 mm dicken Referenzbeton 1 durchgeführt. An den Proben wurde zuerst bei einer vertikalen Scherkraft von bis zu 2,5 kN oder 5,0 kN und mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min gezogen. Danach wurde an den Proben bei einer horizontalen Zugkraft und mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min gezogen.

Versuchsbedingungen	
Klebstoff	SikaForce
Geklebte Oberfläche	1.885 mm ²
Klebstoffdicke	3 mm
Oberflächenvorbehandlung der hochfesten Betonplatte	Sandstrahlen und Grundierung aus DP490/Aceton 1:1
Oberflächenvorbehandlung des GfK Kopftellers	Atmosphärisches Plasma
Belastungsgeschwindigkeit	0,5 mm/min
Betonalter	86 Tage
Klebstoffalter	9 Tage

Tab. 5.19: Versuchsbedingungen der Zug-Scher Interaktionsversuche

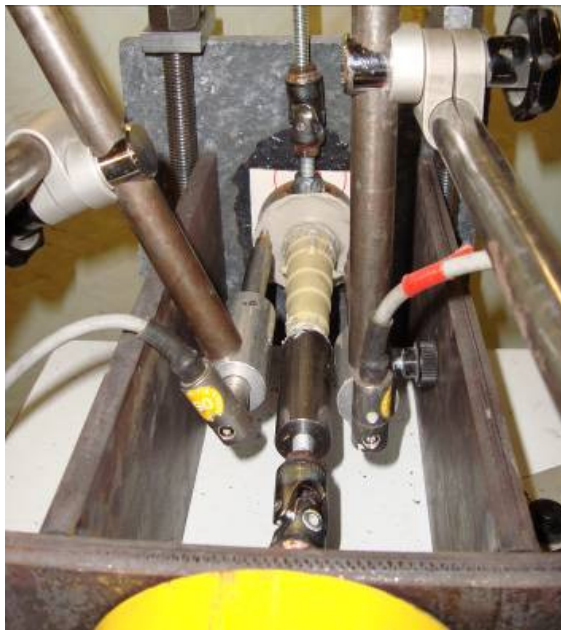
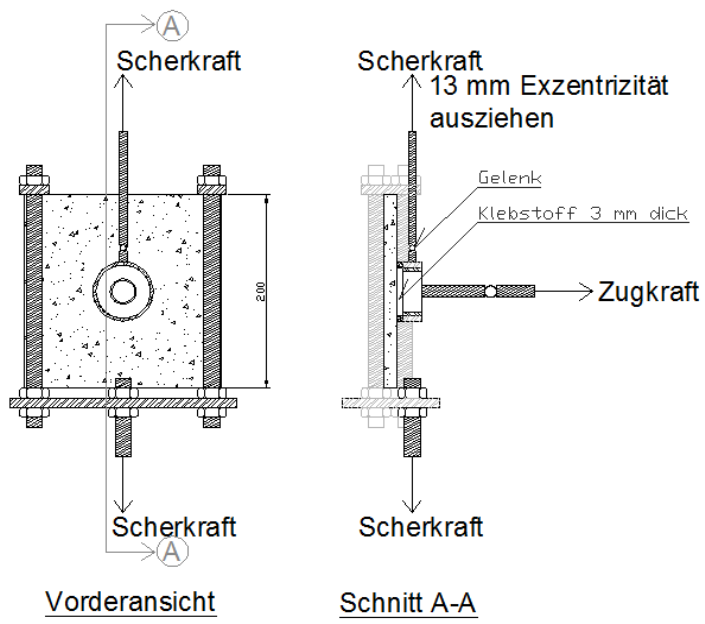


Abb. 5.41: Schema des Versuchaufbau und Versuchsstand des Zug-Scher Interaktionsversuches

5.7.2 Versuchsergebnisse

Das Ergebnis des Interaktionsversuches, das Ergebnis des Zugversuches und das Ergebnis des Scherversuches sind zusammen im folgenden Diagramm dargestellt.

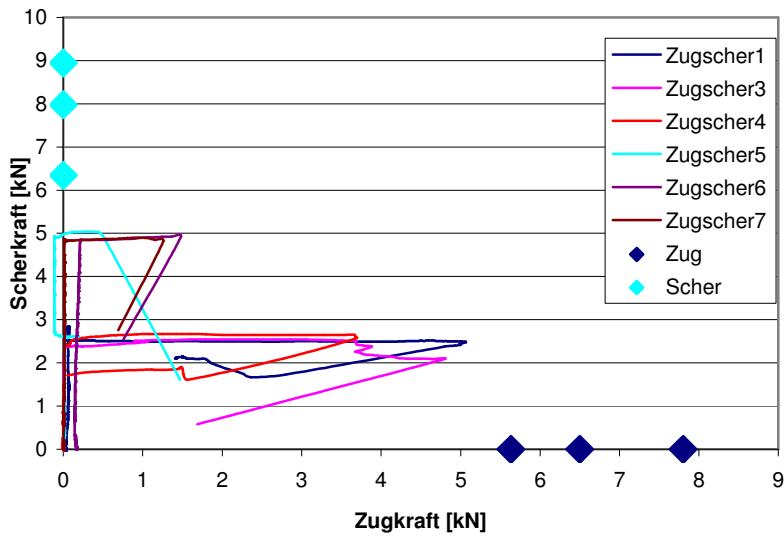


Abb. 5.42: Zug-Scherdiagramm

5.7.3 Designwert der Zug-Scherinteraktion

Das folgende Punktediagramm wurde aus den Rohdaten in Abb. 5.42 dargestellt.

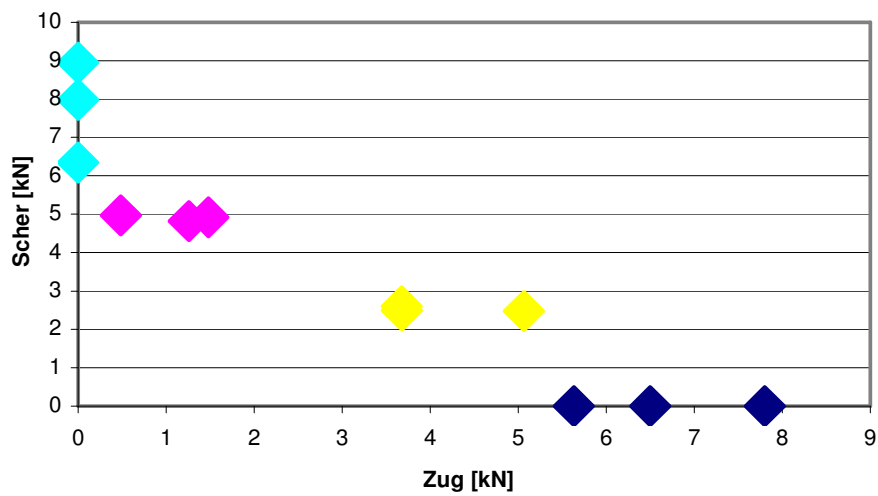


Abb. 5.43: Zug-Scherdiagramm

Das Mittelwertdiagramm zeigt, dass die rote Gerade als Grenze verwendet werden sollte.

Der „ E_d “-Wert zeigt den Designwert der Einwirkung aus Abb. 3.32.

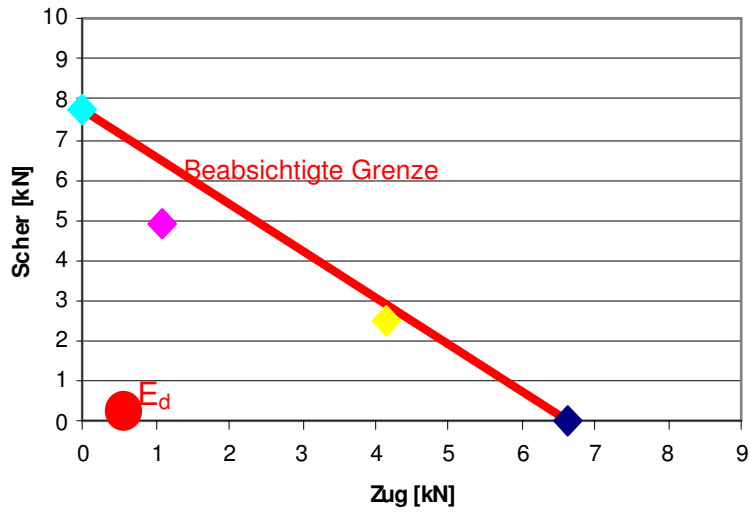


Abb. 5.44: Mittelwert Zug-Scherdiagramm

Der charakteristische Wert oder der 5%-Fraktilwert wurde berechnet. Die Grenze der 5%-Fraktilwerte ist mit der blauen Linie dargestellt. Der Sicherheitsbeiwert von 6,8 ist in Kapitel 4.6 bestimmt worden. Die grüne Linie repräsentiert den Designwert des Tragwiderstandes mit einem Sicherheitsbeiwert von 6,8.

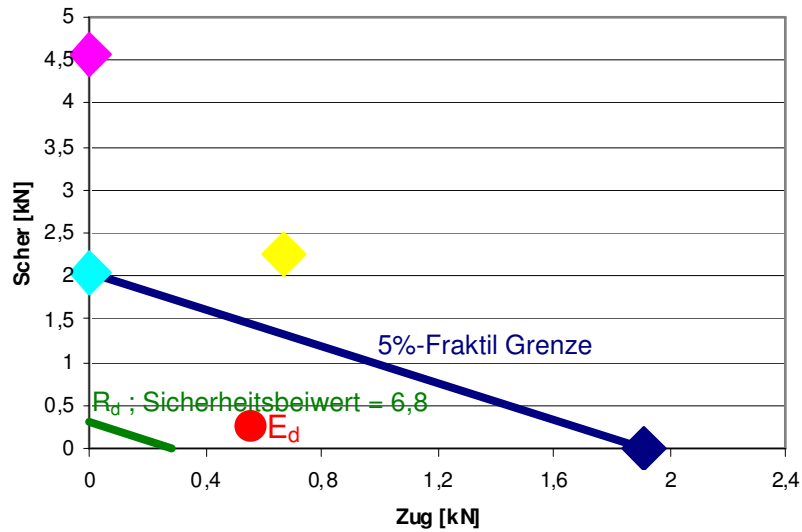


Abb. 5.45: Designgrenze des Ankers mit einer Oberfläche von 1.885 mm²

Bemessungsgleichung :

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) \leq 1$$

Wegen des erheblichen Sicherheitsbeiwertes von 6,8 liegt der Bemessungswert der Einwirkung (roter Punkt) außerhalb der Designgrenze, der grünen Linie. Das heißt, dass die Oberfläche des Klebetellers vergrößert werden muss. Die Details sind im Kapitel 5.8.2 beschrieben.

5.8 Anker mit Gelenk

Nach Kapitel 3.4.1.2 ist für die hier betrachtete Bauweise nur der Anker mit Gelenk geeignet. An der TU Kaiserslautern wurden ein Muster entwickelt.

5.8.1 Gelenkmuster

Das Muster (Abb. 5.46 – 5.48) wurde aus dem „Schöck“ Kopfteller mit einem Durchmesser von 48 mm entwickelt. Das Gelenk wurde mit anhand eines Zugversuchs und eines dynamischen Versuchs geprüft. Obwohl das Gelenk gut geeignet ist, ist die Edelstahlkugel wegen des Preises leider nicht wirtschaftlich.

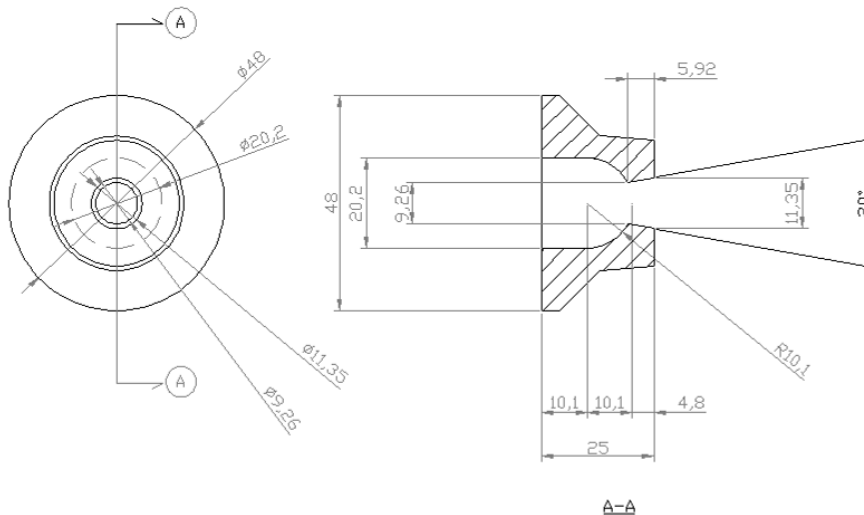


Abb. 5.46: Skizze der GfK Kopfteller

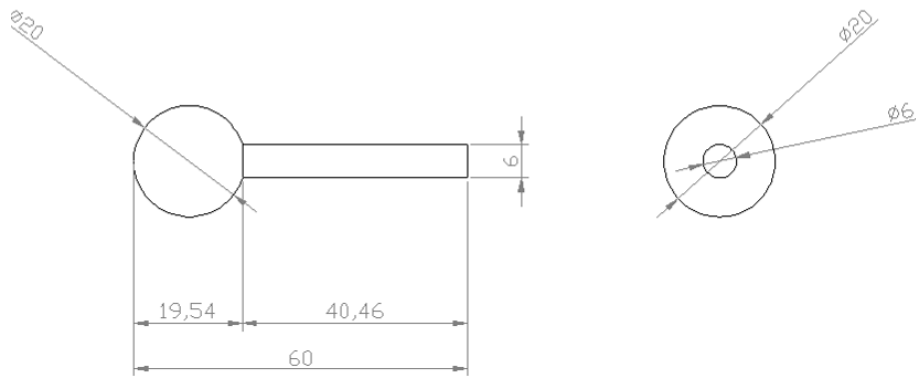


Abb. 5.47: Skizze des Stahlgelenkes

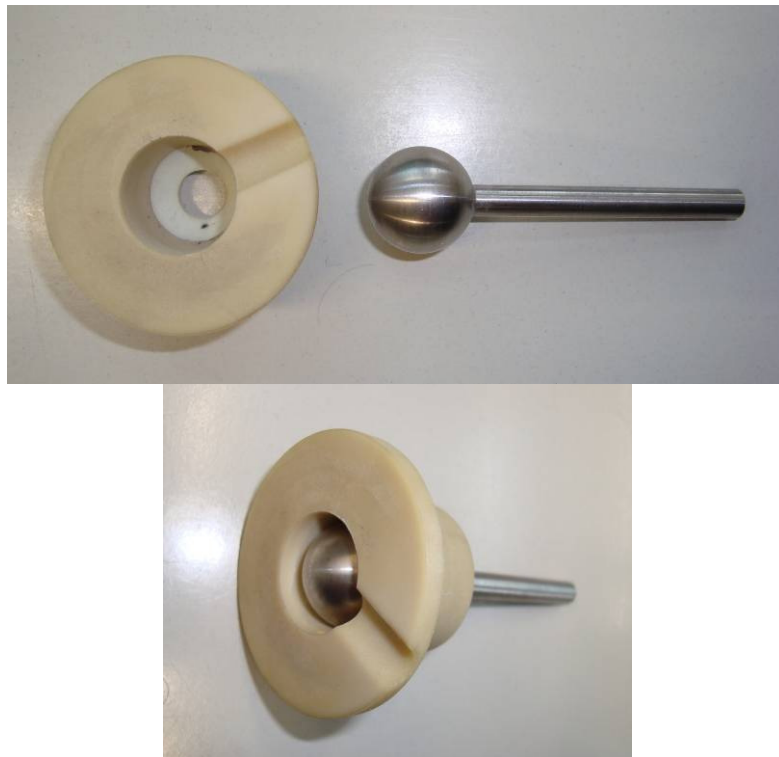


Abb. 5.48: Muster eines GfK Kopftellers und eines Stahlgelenkes

5.8.2 Anker mit GfK Gelenk

Auf Grund des Teilsicherheitsbeiwerts von $\gamma_{\text{Klebstoff}} = 6,8$ für den „Widerstand der geklebten Verbindung“ muss der Klebeteller vergrößert werden.

Die 5%-Fraktilwerte aus Tab. 5.13 und 5.18 sind im folgenden Diagramm dargestellt. Die notwendige Oberfläche des Klebetellers beträgt 4.488 mm^2 . Es wird angenommen, dass es keinen Maßstabseffekt der Festigkeiten der Klebverbindung gibt. Abb. 5.49 zeigt, dass der Bemessungswert der Einwirkung (roter Punkt) auf der sicheren Designgrenze (grüne Linie) liegt.

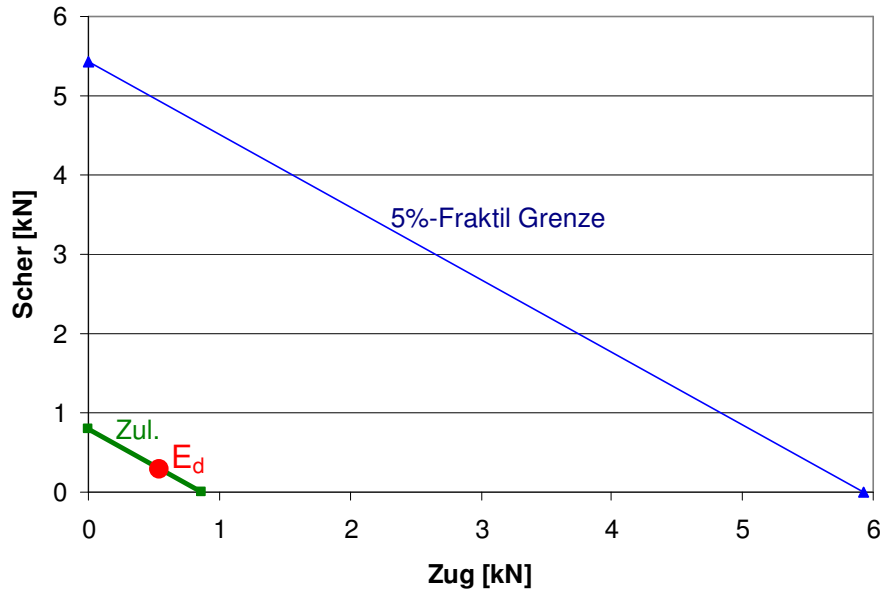


Abb. 5.49: Designgrenze des Ankers mit einer Oberfläche von 4.488 mm^2

5.9 Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch

Für die Windversuche wurde Referenzbeton 1 verwendet. Die Versuchsreihen wurden durchgeführt, um die Tauglichkeit des Systems mit Ankern mit Gelenk wirklichkeitsnah zu überprüfen.

5.9.1 Modell einer Fassadenplatte

Zur Untersuchung wurde ein Fassadenplattenmodell entwickelt, das kleiner ist als die Fassadenplatte im Originalmaßstab. Das Fassadenplattenmodell wird mit den selben Einwirkungen belastet, die zu den gleichen Schnittgrößen führten, wie sie die Fassadenplatten im Originalmaßstab erfuhren.

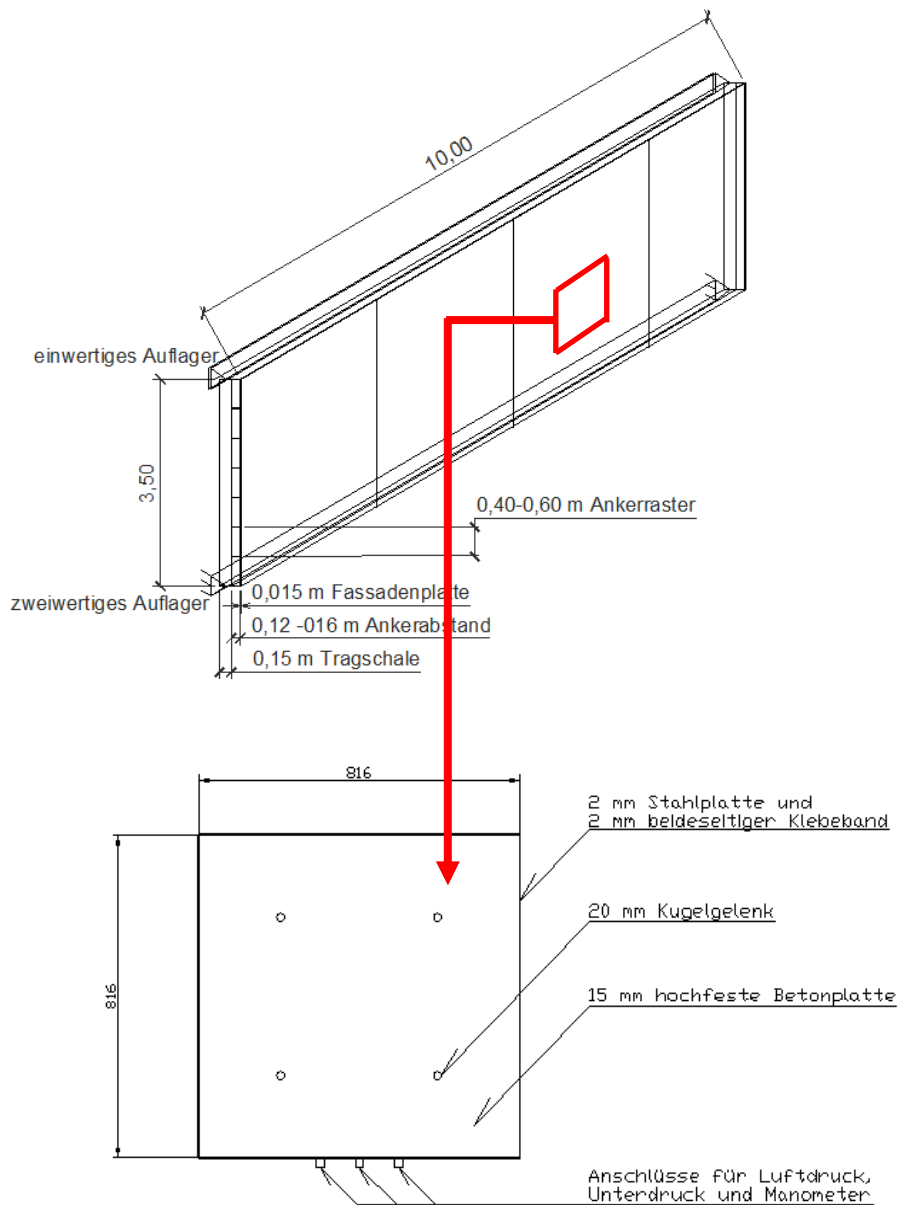


Abb. 5.50: Modell der Fassadeplatte

Bei Ankern mit einem Gelenk gibt es zwei maßgebende Einwirkungen. Diese sind einerseits die Windlast und andererseits die differenzielle Erwärmung zwischen der Vorderseite der Fassadeplatte und der Rückseite der Fassadeplatte. Aus anderen Einwirkungen ergeben sich Randspannungen in Fassadeplatten, die kleiner als $0,19 \text{ N/mm}^2$ sind (Tab. 3.17). Die charakteristische Windlast bewirkt in der Fassadeplatte

eine Randspannung von $1,21 \text{ N/mm}^2$ und die charakteristische differenzielle Erwärmung erzeugt eine Randspannung von $0,84 \text{ N/mm}^2$.

Im Modell mit vier Ankern produziert die differenzielle Erwärmung von $\pm 2,25 \text{ K}$ zwischen der Vorderseite der Fassadenplatte und der Rückseite der Fassadenplatte keine Randspannung in den Fassadenplatten. Außerdem kann die differenzielle Erwärmung von $\pm 2,25 \text{ K}$ im Versuchstand nicht realisiert werden. Deswegen wird das Modell nur mit Unterdruck belastet und die Berechnung mit einem FE-Rechenprogramm dementsprechend durchgeführt.

Tab. 5.20 zeigt die maximalen Randspannungen bei einem Winddruck von $1,0 \text{ kN/m}^2$ für ein Fassadenelement .

Fassade in Originalgröße				Modell (Unterdruckversuch)	
Ankerraster [m x mm]	Abmessungen Tragschale [m ²]	Rand- abstand der Anker [m]	Max. Rand- spannung [N/mm ²]	Max. Rand- spannung [N/mm ²]	Rand- abstand der Anker [m]
400 x 400	10,2 x 3,6	0	0,61	0,61	0,208
		0,20	0,60		
500 x 500	10,0 x 3,5	0	1,21		
		0,25	1,25	1,25	0,246

Tab. 5.20: Modell einer Fassadenplatte

Das Ankerraster von $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ wurde für den nächsten Schritt gewählt. Das Fassadenmodell mit einem Randabstand der Anker von $0,208 \text{ m}$ ist im folgenden Bild dargestellt.

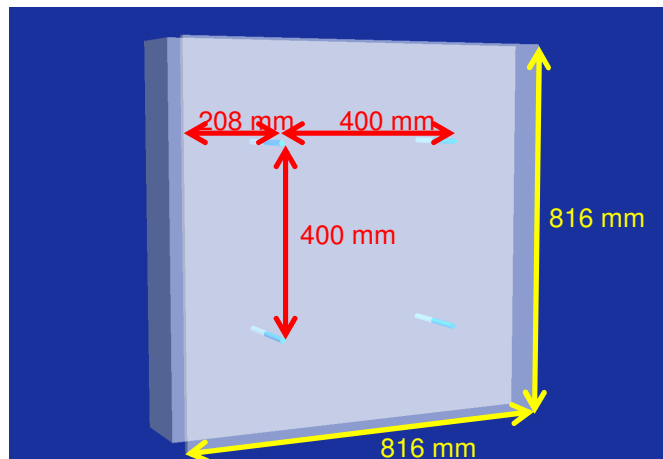


Abb. 5.51: Kleines Modell der Fassadenplatte

5.9.2 Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch

Die Windlasten waren beim Unterdruck oder Überdruck maßgebend. Die Tragfähigkeit der kleinen Proben repräsentiert die Tragfähigkeit des gesamten Fassadensystems mit bis zu 3,5 m Höhe und 10,0 m Breite. Im Versuch sind 2 Manometer angeordnet. Der eine misst den Luftdruck im Luftspalt und der andere den Luftdruck im umgebenden Versuchsraum. Diese zwei Parameter müssen durchgehend berücksichtigt werden.

Versuchsbedingungen des kurzzeitigen Versuchs	
Ankerraster	0,40 x 0,40 m
Dicke der Fassadenplatte	0,015 m
Randabstand	0,208 m
Betonalter	188 Tage
Belastungsgeschwindigkeit	ca. 15 N/m ² /s

Tab. 5.21: Versuchsbedingungen der Unterdruckversuche

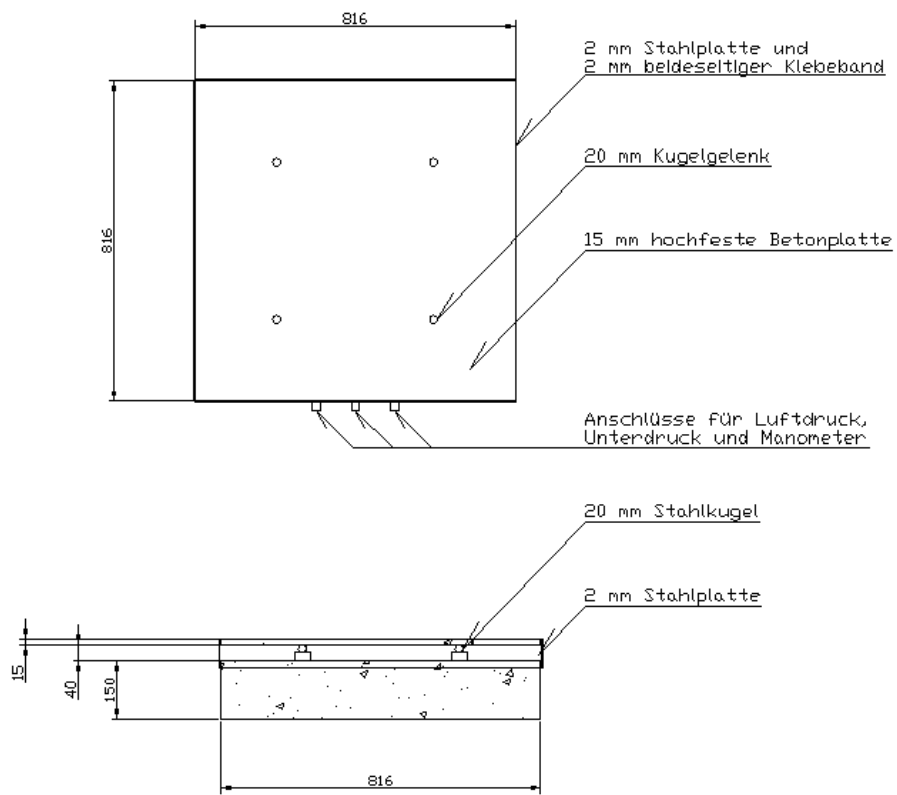


Abb. 5.52: Versuchsaufbau des Unterdruckversuchs

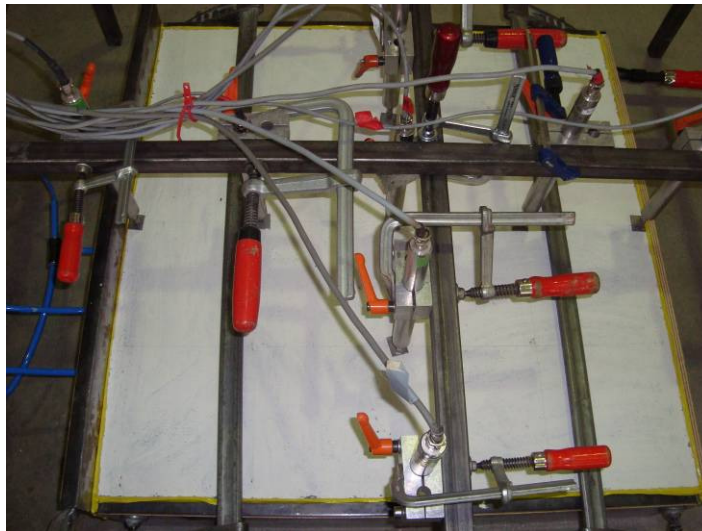


Abb. 5.53: Versuchsstand des kurzzeitigen und dauernden Unterdruckversuchs

Das Kugelgelenk in Abb. 5.55 kann die Fassadenplatten während des dynamischen Unter- und Überdrucks nicht halten. Ein konstantes, 300 kg schweres Gewicht wurde als Gegengewicht verwendet.

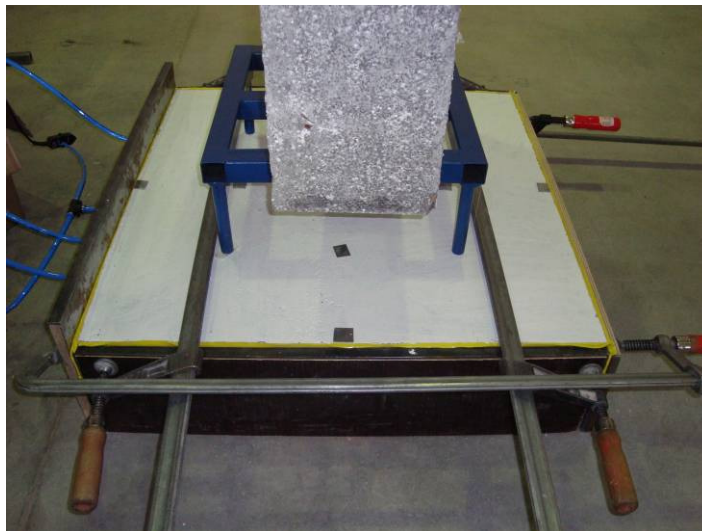


Abb. 5.54: Versuchsstand des dynamischen Unterdruckversuchs



Abb. 5.55: Kugelgelenk mit einem Durchmesser von 20 mm

Versuchsprogramm
1. Unterdruckversuch
2. Unterdruckversuch nach einem dauernden Unterdruck von 10 kN/m^2 während 24 Stunden
3. Unterdruckversuch nach einem Lastwechsel von $\pm 2 \text{ kN/m}^2$ und 20.000 Zyklen mit 0,2 Hz

Tab. 5.22: Versuchsprogramm der Unterdruckversuche

Die Last-Verformungsdiagramme sind in Abb. 5.56 - 5.58 dargestellt.

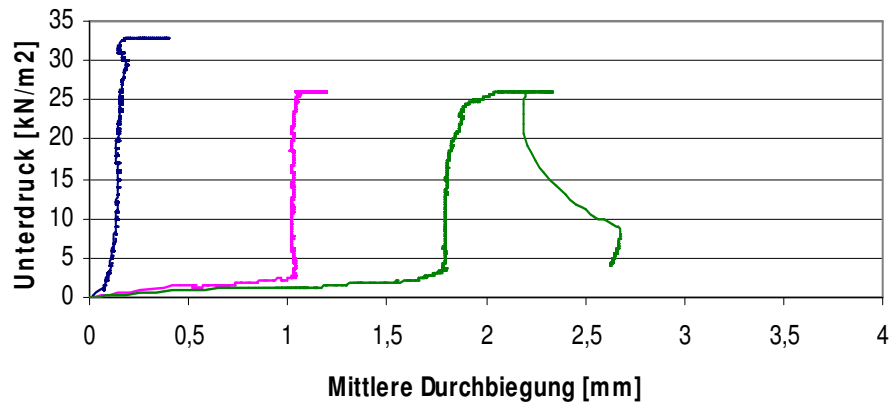


Abb. 5.56: Last-Verformungsdiagramm des kurzzeitigen Unterdruckversuchs

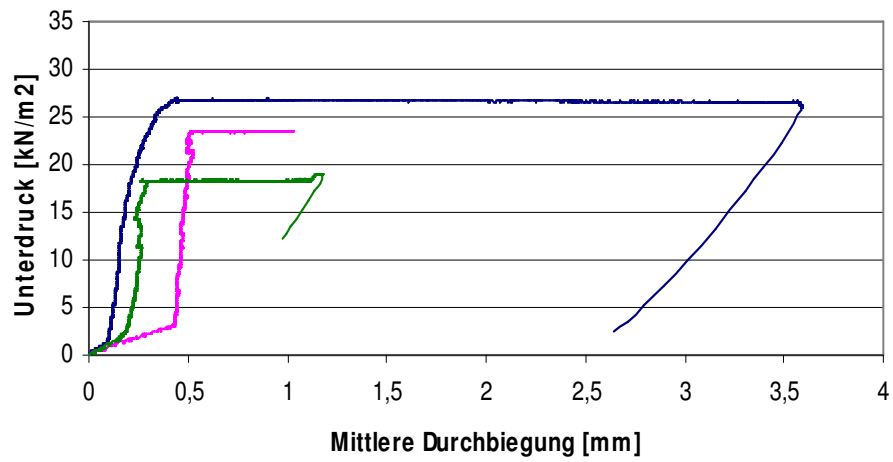


Abb. 5.57: Last-Verformungsdiagramm des Unterdruckversuchs nach dem dynamischen Lastwechsel

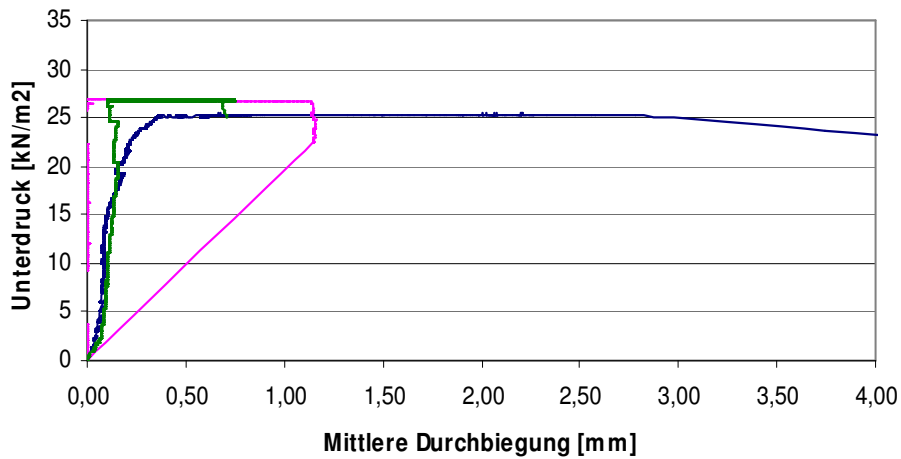


Abb. 5.58: Last-Verformungsdiagramm des Unterdruckversuchs nach dem dauernden Unterdruck

Versuchsprogramme	MAX Unterdruck [kN/m ²]			Mittelwert [kN/m ²]	Standard-Abweichung [kN/m ²]	Variationskoeffizient [%]
	1.	2.	3.			
1. kurzzeitiger Unterdruckversuch	32,97	26,36	26,10	28,48	3,89	13,66
2. Unterdruckversuch nach dem dynamischen Lastwechsel	26,99	23,61	19,03	23,21	3,99	17,20
3. Unterdruckversuch nach dem dauernden Versuch	25,43	26,83	26,83	26,36	0,81	3,07

Tab. 5.23: Maximaler Unterdruck

Die Ergebnisse zeigen, dass die maximal aufnehmbaren Unterdrücke sehr viel größer sind, als der charakteristische Windsog (1,275 kN/m²). Die 15 mm dicke, hochfeste Betonfassadenplatte sollte somit sicher im Fassadensystem verwendet werden können.

Die durchschnittlichen Bruchlasten bei der Unterdruckversuche mit dynamischen Lastwechsel und der Unterdruckversuch mit einer gleichbleibenden Belastung hinaus, lagen unterhalb der mittlere Bruchlast bei Kurzzeitbeanspruchung. Daher wird der Abminderungsfaktor = 0,8 im Verhältnis

$$\frac{\text{Bruchlast nach dem dynamischen Unterdruckversuch}}{\text{Bruchlast nach dem kurzzeitigen Unterdruckversuch}}$$

für den Bemessungswert des Widerstandes des Biegezugfestigkeit des hochfesten Betons vorgeschlagen.

Die Ergebnisse der Versuchsprogramme 2. und 3. nach dem dynamischen Lastwechsel und dem dauernden Versuch ergeben sind etwas kleiner als die

kurzzeitigen Ergebnisse. Es wird vermutet, dass es während des Lastwechsels und des Aufbringens einer dauernden Last Mikrorisse im Beton gab.

5.9.3 Vergleich der Ergebnisse der Versuche mit der Nachrechnung

Im Versuch ergab sich eine mittlere Bruchlast von $28,48 \text{ kN/m}^2$. Die Bruchrisse nach dem Unterdruckversuch aus Anhang E treten in der ersten oder der zweiten Richtung wie in Abb. 5.59 auf.

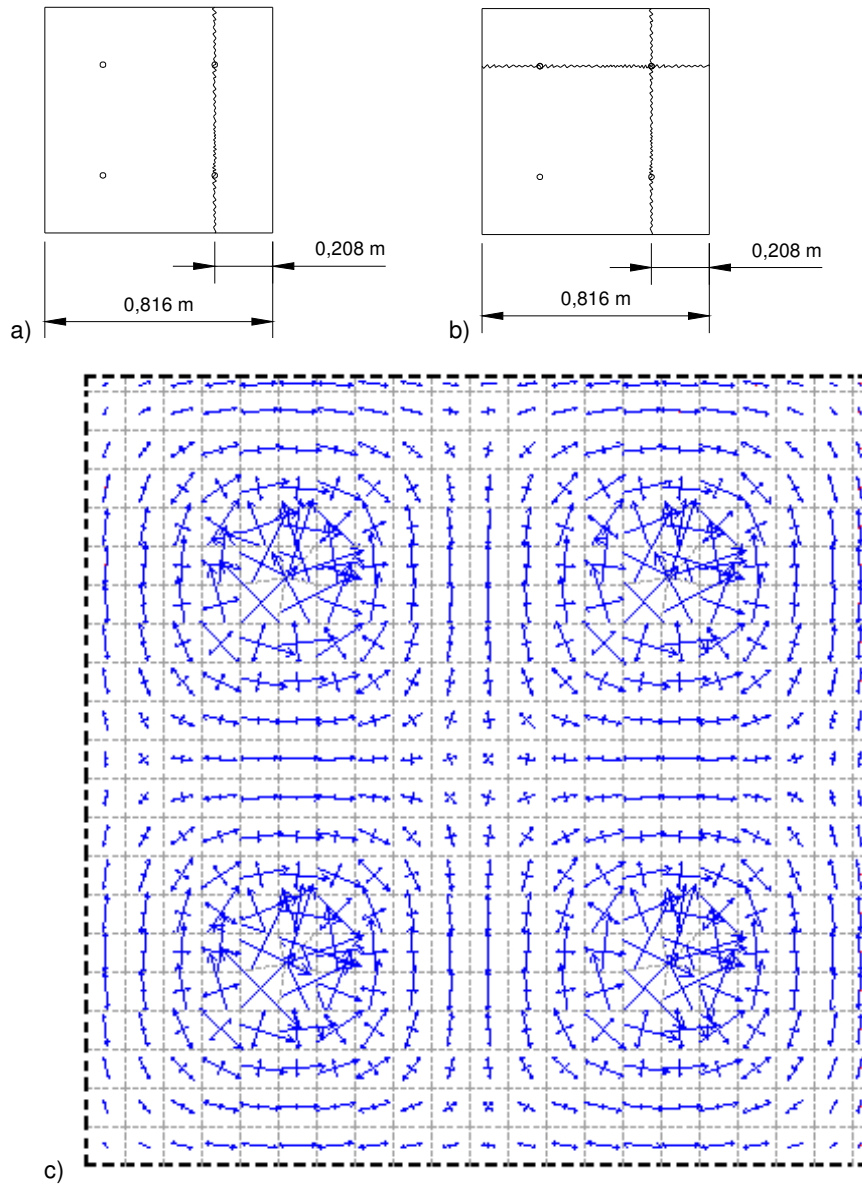


Abb. 5.59: Bruchrisse nach dem Unterdruckversuch und Spannungsverläufe

Das FE-Programm „MicroFE“ berechnet die maßgebende Randspannung zu $f_{ct,fl} = 17,46 \text{ N/mm}^2$ für eine Windlast von $28,48 \text{ kN/m}^2$. Diese Randspannung weicht nicht wesentlich von der erwarteten mittleren Zugfestigkeit von $f_{ct,fl} = 13,62 \text{ N/mm}^2$ nach Tab. 3.2 ab.

6 Bemessungskonzept

6.1 Allgemeines

Es sollen Fassadenplatten aus Referenzbeton 1 auf Grund seiner Klebeignung und Festigkeit eingesetzt werden.

Im Einzelfall sind folgende rechnerischen Nachweise zu erbringen:

- Biegetragfähigkeit der Platten im Grenzzustand der Tragfähigkeit,
- Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit,
- Nachweis der Ankertragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit,
- Nachweis der Absenkung der Platten nach Aufrichtung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Bemessung der Tragschale erfolgt konventionell nach DIN 1045-1 [87].

Die Grundlage für die Fassadenplattenbemessung ist die Biegezugfestigkeit, die in den Kapitel 3.1.2.1.1 (Referenzbeton 1) ermittelt wurde.

Die konstruktiven Regeln nach Kapitel 3.1.1 (z. B. Randabstand des Ankers) etc. sind einzuhalten.

6.2 Einwirkungen auf Fassadensysteme

Die Einwirkungen für die Bemessung einer Fassadenplatte wurden im Kapitel 3.3 beschrieben. Die folgenden Einwirkungen sind zu berücksichtigen:

- Eigenlast,
- Windlast,
- Temperaturgradient in der Fassadenplatte,
- Temperaturunterschied zwischen Fassadenplatte und Tragschicht,
- Schwinddifferenz zwischen Trag- und Vorsatzschale,
- Exzentrizität einer Vertikallast auf der Tragschale,

Sonderlasten aus Erdbeben sowie Anpralllasten werden nicht berücksichtigt.

6.3 Biegetragfähigkeit der Fassadenplatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Nachweis erfolgt im Format

$$E_d \leq R_d$$

Dabei ist:

E_d = Bemessungswert einer Beanspruchung

R_d = Bemessungswert des Tragwerkswiderstandes

E_d ist ein Bemessungswert einer Beanspruchung, die infolge der maßgebenden Einwirkungskombination an der Fassadenplatte auftritt.

Die Platten sind für die gewöhnliche Einwirkungskombination nach DIN 1055-100 [103]

$$E_d = \left[\sum (\gamma_G \cdot G_{k,i}) + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \right]$$

zu bemessen. Da im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Rissbildung zugelassen werden soll, sind auch die indirekten Einwirkungen 1,5-fach anzusetzen.

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes ergibt sich zu

$$R_d = \frac{\text{charakteristischer Wert (5\% - Fraktilwert) der Biegezugfestigkeit}}{\gamma_c}$$

In Anlehnung an DIN 1045-1 wird $\gamma_c = 1,8$ (unbewehrter Beton) gewählt. Der im Kurzzeitversuch ermittelte 5%-Fraktilwert wird zur Berücksichtigung des Abfalls der Biegezugfestigkeit im Dauerstandsversuch und Lastwechselfersuch mit dem Faktor 0,8 aus Kapitel 5.9.2 multipliziert.

Damit ergeben sich für die Biegezugfestigkeit folgende charakteristische Werte $f_{ct,fl,0,05}$ für die in diesem Projekt verwendeten Betonsorten:

Referenzbeton 1 : $f_{ct,fl,0,05} = 11,17 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Kap. 3.1.2.1.1)

Der Bemessungswert des Widerstandes der Biegezugfestigkeit des Referenzbetons 1 beträgt:

$$f_{ct,fl,d} = 0,8 \cdot \frac{f_{ct,fl,0,05}}{\gamma_c}$$

Referenzbeton 1: $f_{ct,fl,d} = 4,96 \text{ N/mm}^2$

6.4 Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Einwirkungen sind analog zum vorherigen Abschnitt zu wählen. Klebfuge auf ungeschalter Rückseite.

Alle Nachweise beziehen sich auf den GfK Klebeteller 80 x 80 mm mit der Kontaktfläche 4.632 mm².

Als Klebstoff wird das Klebstoffsystem „Sika AnchorFix-3+“ verwendet. Die Oberflächenvorbehandlung des Klebetellers erfolgt durch Atmosphärenplasma. Die Oberflächenvorbehandlung der Fassadenplattenrückseiten des UHPCs erfolgt durch Sandstrahlen und den Laborprimer „Scotch Weld DP 490 und Aceton 1:1“.

Der Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandswerts der Klebfuge beträgt nach [96] $\gamma_{\text{Klebstoff}} = 6,8$. Der 5%-Fraktilwert der Klebfuge für den UHPC kann Kapitel 5.4.3 und 5.6 entnommen werden.

Der Bemessungswert des Widerstandes der Klebstofftragfähigkeit auf der Rückseite von Referenzbeton 1 beträgt:

$$\begin{aligned} f_{\text{ct,fl,xy}} &= 0,294 \text{ N/mm}^2 && \text{oder } 1,36 \text{ kN senkrecht zur Fuge,} \\ f_{\text{ct,fl,z}} &= 0,269 \text{ N/mm}^2 && \text{oder } 1,25 \text{ kN in Fugenrichtung} \\ &&& \text{(Scherbeanspruchung),} \end{aligned}$$

Bemessungsgleichung für Zug-Scher Interaktion :

$$\left(\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{Rd}}} \right) + \left(\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{Rd}}} \right) \leq 1$$

6.5 Nachweis der Ankertragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Einwirkungen sind analog zum vorherigen Abschnitt zu wählen.

Alle Nachweise beziehen sich auf den „Schöck ComBAR®“ Durchmesser 12 mm.

Der Widerstandswert der Schöck ComBAR® beträgt nach Tab. 2.16 und [41] mit dem Schöck ComBAR® spezifischen Materialfaktor $\gamma_{R,GFRP} = 1,25$ und dem Schöck ComBAR® spezifischen Umwelt-Abminderungsfaktor $\eta_{env} = 1,84$ [37] (basierend auf 100 Jahre Lebensdauer, hohe Feuchtigkeit und 10 °C Umgebungstemperatur).

Schöck ComBAR®:

Bemessungswert des Widerstandswerts der zentrischen Zugfestigkeit gem. allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [37]:

$$f_{fd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Dabei wird die zentrische Zugfestigkeit f_{fd} für den Anker auch als Bemessungswert der Biegezugspannung verwendet.

Bemessungswert des Widerstandswerts der Scherfestigkeit

$$\tau_d = 57 \text{ N/mm}^2$$

Die vorgenannten Werte berücksichtigen auch die langfristige Abnahme der Tragfähigkeit der Anker durch Glasfaserkorrosion im Beton.

6.6 Nachweis der Absenkung der Platten nach Aufrichtung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die maximale Vertikalverformung der Platten ist jeweils nachzuweisen. Sie entscheidet über die Einheitlichkeit des Fugenbildes. Zulässige Werte sind im Einzelfall festzulegen. Ihr zulässiger Größtwert kann Kapitel 3.1.1 entnommen werden.

Die langfristige Verformung des Ankers wird mit der kurzzeitigen Verformung und dem Faktor $\eta = 1,15$ aus Kapitel 5.2 berechnet.

6.7 Bemessungsbeispiele für die Fassadenplatte aus UHPC

Tragschale, 10 x 3,5 m, Beton C40/50, $d = 150$ mm,

Fassadenplatten, 2,7 x 3,5 m, aus UHPC, $d = 15$ mm,

Die Klebung kann beide an der Rückseite oder Vorderseite der Fassadenplatte.

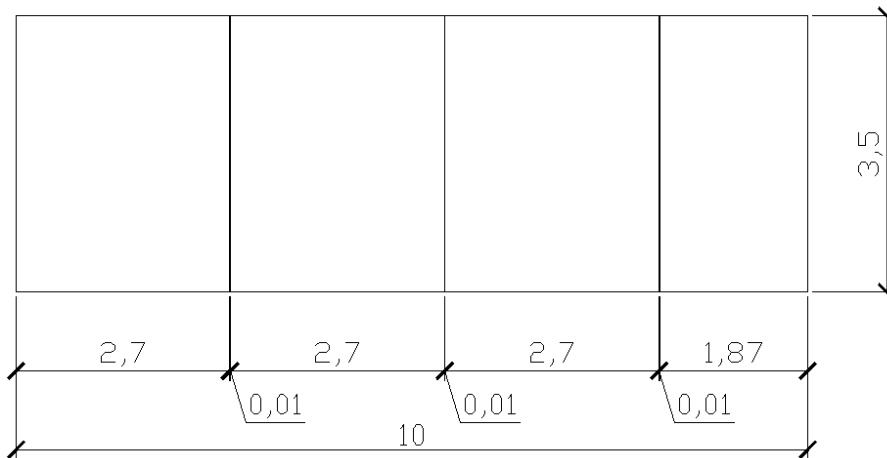


Abb. 6.1: Abmessung der Fassadenplatten [m]

Die Fassadenplattenrückseite wird gesandstrahlt und es werden Laborprimer „Scotch Weld DP 490 und Aceton 1:1“ verwendet.

Im Ankerraster 500 x 500 mm wird Schöck GfK ComBar[®] $\phi 12$ mm, $l = 140$ mm gewählt.

Klebeteller:

Es wird das Klebstoffsystem „Sika AnchorFix-3+“ bei Vorbehandlung mit Atmosphärenplasma verwendet.

Einwirkungen werden nach Tab. 3.16 und 3.17 berechnet.

Als maßgebende Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich:

$$E_d = 1,35 \cdot (\text{Eigengewicht} + \text{Schwinden}) + 1,5 \cdot (\text{Temperaturgradient in der Fassadenplatte}) \\ + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (\text{Windsog}) + 1,5 \cdot 0,7 \cdot (\text{Exzentrizität einer Vertikallast auf der Tragschale})$$

Die Bemessungswerte der Einwirkung sind im Kapitel 3.4.4 dargestellt.

- Biegetragfähigkeit der Platten im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$f_{ct,fl} < f_{ct,fl,d} \\ 2,78 \text{ N/mm}^2 < 4,96 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit,

$$\left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \right) \leq 1 \\ \left(\frac{0,43 \text{ kN}}{1,25 \text{ kN}} + \frac{0,62 \text{ kN}}{1,36 \text{ kN}} \right) \leq 1 \\ 0,80 \leq 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Nachweis der Ankertragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit,

- Biegespannung

$$f_{t,fl} < f_{td} \\ 304,2 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Scherfestigkeit

$$\tau_{Ed} < \tau_d \\ \left(\frac{0,43 \text{ kN}}{\left(\frac{\pi \times (12 \text{ mm})^2}{4} \right)} \right) < 57 \text{ N/mm}^2 \\ 3,8 \text{ N/mm}^2 < 57 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Nachweis der Absenkung der Platten nach Aufrichtung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

- Quasi-ständige Kombination

$$E_d < C_d$$

η ·(kurzzeitige vertikale Verformung) < Zulässige Absenkung

$$1,15 \cdot (-0,8 \text{ mm}) < -1,0 \text{ mm}$$

$$-0,92 \text{ mm} < -1,0 \text{ mm} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Seltene Kombination

$$E_d \leq C_d$$

$$(1,15 \cdot (-0,8 \text{ mm}) + 0,6 \cdot (-1,2 \text{ mm})) \leq -2,0 \text{ mm}$$

$$1,6 \text{ mm} < -2,0 \text{ mm} \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

7 Zusammenfassung

Mit dem vorliegende Projekt sollten die Voraussetzungen dafür geschaffen werden, filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton im Fertigteilbau realisieren zu können. Konventionelle Befestigungsmittel (Dübel, Anker) scheiden wegen der geringen Materialstärke weitgehend aus. Bestehende Systeme mit Klebtechnik erfordern eine aufwändige metallische Unterkonstruktion aus nichtkorrosivem Material. Zudem erweist sich die Montage als schwierig, sodass sich diese Systeme in der Praxis bisher nicht durchgesetzt haben.

Die hier vorgeschlagene Lösung baut auf eine punktförmige Befestigung der Fassadenplatten mittels Klebtechnik auf. Die Klebanker ($d = 12 \text{ mm}$) aus glasfaserverstärkten Kunststoffen (GfK) werden zusammen mit einer Tragschale und Wärmedämmung hergestellt und dann mittels Wendetechnik im Fertigteilwerk rückseitig auf die Fassadenplatten geklebt.

Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde ein neuartiger Über- und Unterdruckversuchsstand entwickelt. Zusätzlich wurden neue Zug-, Scher- und Interaktions-Versuchsstände für Klebversuche an Platten konzipiert. Die Biegezugfestigkeit des Glasfaserbetons wurde in Abhängigkeit von der Zeit untersucht. Das Trag- und Verformungsverhalten der GfK-Stäbe wurde in Abhängigkeit von der Zeit ausgewertet und ausgewählt.

Wie die Untersuchungen zeigen, können bis zu $2,7 \times 3,5 \text{ m}$ große Fassadenplatten realisiert werden, wenn die Klebanker einen Gelenkkopf erhalten, der die Verformungsbehinderung der Fassadenplatte reduziert. Das Langzeittragverhalten der GfK-Anker, das aus dem Zulassungsverfahren der verwendeten Schöck ComBAR® bekannt ist, wurde berücksichtigt.

Ein Ankerraster von $500 \times 500 \text{ mm}$ hat sich als wirtschaftlich sinnvoll ergeben. Für die Fassadenplatten werden wegen der besseren Tragfähigkeit der Klebverbindung hochfeste Betone den Glasfaserbetonen vorgezogen.

Fertigungsbedingte Schwankungen der Klebfugendicke im Bereich von 1 mm bis 5 mm können ohne signifikante Festigkeitseinbußen toleriert werden. Die durchgeführten mechanischen Versuche und Berechnungen zeigen, dass die Standsicherheit des Fassadensystems bei entsprechender Dimensionierung der Klebflächen gegeben ist.

Literatur

- [1] *Schnell, J.*: Gestalten und Konstruieren mit Hochleistungsbetonen, 6. Bauforum Rheinland-Pfalz, Baustoffe der Zukunft – Dialog der Innovationen, Ludwigshafen 05/2006, Tagungsband
- [2] *Hegger et. Al.*: Fassaden aus textilbewehrtem Beton, Beton + Fertigteil-Jahrbuch 2005, 53. Ausgabe, Bauverlag BV, Gütersloh 2004
- [3] *Mechtcherine, V. et. al.*: Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung, Schriftenreihe des Studienganges Bauingenieurwesen der TU Kaiserslautern, Heft 3, 2005
- [4] *Wörner, J.-D., Hauser, S.*: DUCON, ein innovativer Hochleistungsbeton, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2 und 3 1999 Ducon
- [5] *Curbach, M., Speck, K.*: Lasteinleitung un dünnwandige Bauteile aus textilbewehrtem Beton mit kleinen Dübeln. Abschlussbericht DAfStb-Forschungsvorhaben, Institut für Massivbau, TU Dresden, 2003
- [6] *Zscheile, H. et. al.*: Schlanke Wetterschutzschicht mit textiler Bewehrung für großformatige Beton-Sandwichelemente, AIF-Projekt 12885 BG/1, Abschlussbericht, Sächsisches Textilforschungsinstitut e. V. Chemnitz, 200x
- [7] TM-Verbundsystem für dreischichtige Stahlbeton-Wandtafeln, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-144, CSM Construction Systems
- [8] *Gastmeyer, R.*: Bemessung der Vorsatzschalen dreischichtiger Aussenwandplatten aus Stahlbeton, Der Bauingenieur 72, 1997, Springer-VDI Verlag
- [9] *Schnell, J., Pahn, M.*: Load-bearing and deformation behaviour of concrete beams reinforced in combination of both steel bars and bars made of glass fibre reinforced plastic (GFRP)
- [10] *Wisser, E., Kunz, J., Geiß P.L.*: „Behaviour and Design of Adhesive Anchors under Tensile Load“, Proceedings of the 23th annual Meeting of the Adhesion Society, Myrtle Beach, 2000
- [11] *Graf, M., Brockmann, W., und Geiß, P. L.*: Zulassungen von geklebten Strukturen im Bauwesen. 3. Kolloquium Gemeinsame Forschung in der Klebtechnik, in: Tagungsband der FOSTA Forschungsvereinnigung Stahlanwendung e.V., Düsseldorf, (2003)
- [12] *Brockmann, W., Geiß, P. L., Klinge, J. und B Schröder.* Klebtechnik. In: Dittmeyer, R.; Keim, W.; Kreysa, G.; Oberolz, A. (Hrsg.): „Winnacker Küchler: Chemische Technik, Prozesse und Produkte“, Band 7, Wiley-VCH (2004)
- [13] *Brockmann, W., Emrich, S., Eicher, Ch. Und Geiß, P. L.*: Dominant effects of scale surface structuring onto long-term-durability of bonded metal joints. 7th European Adhesion

- [14] *Brockmann, W., Geiß, P. L., und Wagner, A.*: Achieving long-term durability of aluminium bonded joints with new, environmentally friendly surface pre-treatments. 7th European Adhesion Conference – EURADH, Freiburg, (2004)
- [15] *Geiß, P. L. und D VOGT, D.*: Video-Extensometry for the Analysis of Strain Distribution in Adhesive Joints. 7th European Adhesion Conference – EURADH, Freiburg, (2004)
- [16] *Geiß, P. L. und Schlimmer, M.*: Normung und Regelwerke in der Technik – eine spannende Geschichte! – Beiträge aus der industriellen Gemeinschaftsforschung. 5. Kolloquium Gemeinsame Forschung in der Klebtechnik, in: Tagungsband der FOSTA Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., Düsseldorf, (2005)
- [17] *Geiß, P. L.*: Innovative Raw Materials for Structural Adhesives. STICK! Congress – 4th European Congress on Adhesive and Sealant Raw Materials, Nürnberg, (2005)
- [18] *Geiß, P. L.; Kleuter, B; Steinmann, P. und Vogt, D.*: Experimentelle Ermittlung inhomogener Verschiebungszustände und Parameteridentifikation zur FE-Simulation finiter Viskoelastizität bei Klebstoffen. 19th International Adhesion and Bonding Congress Swiss Bonding, Rapperswil (CH), (2005)
- [19] *Brockmann, W., Geiß, P. L., Klingen, J. und B. Schröder.*: Klebtechnik – Klebstoffe, Anwendungen und Verfahren. Wiley-VCH, Weinheim, (2005)
- [20] *Geiß, P. L.*: Fügen und Verbinden mit Kunststoffen – Fügetechniken für Kunststoffe. MSTI Fachkonferenz, Düsseldorf, (2005)
- [21] *Geiß, P. L. und Vogt, D.*: Assessment and prediction of mechanical long-term properties of adhesives with high plasticity. Journal of Adhesion Science and Technology Vol. 19, No. 15 (2005), 1277-1386
- [22] *Geiß, P. L.*: Klebtechnik übernimmt tragende Rolle im Bauwesen, Adhäsion Kleben und Dichten, Heft 01/02 (2006)
- [23] *Geiß, P. L.*: Kleben von Glas. EUROFORUM-Konferenz Glas im Automobilbau, Köln (2005)
- [24] *Geiß, P. L.*: Anwendung und Realisierung klebtechnischer Hybridverbunde aus unterschiedlichen Werkstoffen Seminar: „Kleben in Industrie und Handwerk von der Fertigung bis zur Reparatur“, IFW, Jena (2006)
- [25] *Geiß, P. L.*: Seminar „Innovativ Verbindungstechniken für Kunststoffe – Laserschweißen und Kleben“, Frankfurt (2006)
- [26] *Geiß, P. L. und Feldmann, M.*: Neue Konstruktionen durch Einsatz von Klebeverbindungen. 6. Kolloquium Gemeinsame Forschung in der Klebtechnik in: Tagungsband der DECHEMA, Frankfurt (2006)
- [27] *Heilmann, H.: Nitsch, A.*: Systemansätze bei der Planung von Büro- und Verwaltungsgebäuden, Beton + Fertigteil Jahrbuch 2005

- [28] *Heilmann, H., Nitsch, A.*: Planen und Bauen mit Betonfertigteilen – intelligente Lösungen für anspruchsvolle Aufgaben, Opus C 1/2004 u.a.
- [29] *Heilmann, H., Nitsch, A.*: Fertigteile und Architektur Internationale Beispiele, BFT Betonwerk + Fertigteil –Technik 2/2004
- [30] *Heilmann, H., Nitsch, A.*: Nachhaltiges Baue mit Betonfertigteilen, Beton + Fertigteil Jahrbuch 2007
- [31] *Heilmann, H.*: Leben in der Stadt – Funktion der Fassade im städtebaulichen Kontext, deutsche Bauzeitung DBZ 04/2007
- [32] *Heilmann, H.*: Oberfläche und Ornament – Sichtbetonfassaden – Technik und Gestaltung, Deutsche Bauzeitung DBZ 07/2007
- [33] *Heilmann, H.*: Sichtbeton-Schutzsysteme – Damn the Jam, Baugewerbe 02/2007
- [34] *Heilmann, H.*: Fairfaced, Exposed, Architectural .../ Sichtbare Betonoberflächen in Fassaden, Opus C 02/2007
- [35] *Heilmann, H.*: `Aging´-Architekturbeton & die Zeit, Fassadentechnik 03/2007
- [36] *Schmitt, M. el. Al.*: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 2, Ultrahochfester Beton – Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa. Tagungsbeiträge zu den 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautagen, Kassel 2003
- [37] *Witt, C.*: Bemessungskonzept für Betonbauwerke bewehrt mit Stäben aus verstärktem Glasfaser-Kunststoff (GfK) Schöck ComBAR[®], 2006.
- [38] DIN EN 1170-5: Prüfverfahren für Glasfaserbeton- Teil 5 Bestimmung der Biegezugfestigkeit 1998
- [39] Stein, A.: Fassaden aus Natur- und Betonwerkstein – Konstruktion und Bemessung nach DIN 18516, Callway,2000
- [40] DIN EN 1992-1-1, "Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings", 2005.
- [41] *Aboutaha, R.S.*: Recommend Design Values for the GFRP Rebar "ComBAR", 200x.
- [42] DIN 18516-3 Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Teil 3: Naturwerkstein Anforderungen, Bemessung, Dezember 1999
- [43] *Sachs, L.*: Angewandte Statistik : Statistische Methoden und ihre Anwendungen, 1978, S. 212-214.
- [44] *Hegger, J.; Will, N.; Horstmann, M.*: Bauen mit textilbewehrtem Beton, Jubiläumsveranstaltung 20 Jahre Werkstoff-Forum, Aachen, 2007.
- [45] *Krüger, M.*: Vorgespannter textilbewehrter Beton, Dissertation, Stuttgart, 2004.

- [46] *Friedrich, T.*: Verstärkung von Beton mit alkaliresistenten Glasfasern, BWI - BetonWerk International, Heft 4-1999.
- [47] *Friedrich, T.*: Betonfertigteile mit textiler AR-Glasfaserbewehrung, BWI - BetonWerk International, Heft 3-2000.
- [48] *Friedrich, T.*: Fasermodifizierter Beton : Geringe Dosierung – große Wirkung , BWI - BetonWerk International, Heft 4-2000.
- [49] *Friedrich, T.*: Dichte Betonkonstruktion – mit Hilfe von alkaliresistenten Glasfasern , BWI - BetonWerk International, Heft 5-2000.
- [50] *Friedrich, T.*: Fertiggaragen mit Betonfaserbewehrung aus AR-Glasfasern , BWI - BetonWerk International, Heft 6-2000.
- [51] *Friedrich, T.*: Glasfaserbeton (GFB): von der handwerklichen zur industriellen Fertigung – Teil 1: Übersicht , BWI - BetonWerk International , Heft 1/2001, S. 126 - 134.
- [52] *Friedrich, T.*: Glasfaserbeton (GFB): von der handwerklichen zur industriellen Fertigung – Teil 2: Vom Glasfaserspritzbeton zum Glasfasermixbeton , BWI - BetonWerk International, Heft 2/2001, S. 9 - 19.
- [53] *Friedrich, T.*: Glasfaserbeton (GFB): von der handwerklichen zur industriellen Fertigung – Teil 3: Vom Glasfaserbeton zum 5-Stoff-System und dessen industrielle Verarbeitung, BWI - BetonWerk , Heft 3/2001, S. 50 - 54.
- [54] *Friedrich, T.*: Glasfaserbeton (GFB): von der handwerklichen zur industriellen Fertigung – Teil 4: Produkte und deren Fertigung (Spritzen und Gießen) , BWI - BetonWerk International , Heft 4/2001, S. 74 - 83.
- [55] *Friedrich, T.*: Glasfaserbeton (GFB): von der handwerklichen zur industriellen Fertigung – Teil 5: Produkte und deren Fertigung (Injizieren, Extrudieren) , BWI - BetonWerk , Heft 5/2001, S. 72 - 82.
- [56] *Friedrich, T.*: Glasfaserbeton (GFB): von der handwerklichen zur industriellen Fertigung – Teil 6: Serielle Produktion dank Injizieren und sofortigem Entwässern, BWI - BetonWerk , Heft 1/2002, S. 96 - 105.
- [57] *Friedrich, T.*: Produktionsverfahren zur seriellen Herstellung dünnwandiger, dreidimensionaler Bauteile mit textiler Bewehrung, Vortrag am 1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532; RWTH Aachen; 02/2001.
- [58] *Friedrich, T.*: Alkaliresistente Glasfasern als Betonzusatz zur Verbesserung der Gebrauchseigenschaften von Betonbauteilen. Untersuchungsergebnisse, ausgeführte Bauobjekte, Anwendungsspektrum, Vortrag von der Fachtagung "Faserbetone: Materialtechnologische Grundlagen und praktische Anwendungsmöglichkeiten"; Wildeg; 06/1998.
- [59] *Friedrich, T.*: Risskontrolle durch Vorspannung und Glasfaserzusätze, Tagungsband- Braunschweiger Bauseminar 1997 „Innovatives Bauen“;Heft 136 Braunschweig, 1997.

- [60] *Hardmeier, S.*: AR-Glasfasern als Mikrobewehrung zur Rissbreitenbeschränkung und Festigkeitssteigerung von Estrich und Beton, Tagungsband „Proceedings of the Asia-Pacific Speciality conference on Fibre Reinforced Concrete“, 1997.
- [61] *Hauenstein, B.*: Glasfasernverstärkung von Zementestrich und Beton, Tagungsband „Informationen der Bauberatung Zement“, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie E.V. 1997.
- [62] *Bischoff, T.;Friedrich, T.*: Hochleistungstextilien für die Bauindustrie, BWI - BetonWerk , Heft 2/2002, S. 62 - 76.
- [63] DIN EN 13823:2002-06: Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten - Thermische Beanspruchung durch einen einzelnen brennenden Gegenstand für Bauprodukte mit Ausnahme von Bodenbelägen; Deutsche Fassung EN 13823:2002.
- [64] DIN EN ISO 1716:2002-07: Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten - Bestimmung der Verbrennungswärme (ISO 1716:2002); Deutsche Fassung EN ISO 1716:2002.
- [65] DIN EN 13501-1:2007-05: Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 1: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten; Deutsche Fassung EN 13501-1:2007.
- [66] Bodycote Warringtonfire: Report - Classification of Reaction to Fire Performance in accordance with EN 13501-1:2007; Product Name : Glass Reinforced Concrete, P-GRC, January 2008.
- [67] Cem-FIL International Ltd.: Guide to Spray Manufacture, 200x
- [68] Cem-FIL International Ltd.: Cem-FIL® GRC Technical DATA, 1998
- [69] Novacret GmbH.: Über Glasfasern, Juli 2001.
- [70] *Knowles, E.*: „Recommended Practice for Glas Fibre Reinforced Concrete Panels“, PCI Committee on Glass Fibre Reinforced Concrete Panels PCI USA, 1987.
- [71] *Bijen, J., Jacobs, M.*: „Properties of Glass Fibre Reinforced Polymer-Modified Cement“, Journal of Materials and Construction, Vol. 15, 1982.
- [72] *Ferreira, J. G.; Branco, F. A.*: GRC Mechanical Properties for structural Applications, 2004.
- [73] *Litherland, K.L., Oakley, D.R., Proctor, B.A.*: „The Use of Accelerated Ageing Procedures to Predict the long term Strength of GRC Composites“, Cement and Concrete Research, Pergamon Press Ltd., 1981, Vol. 11, pp 455-466.
- [74] Building Research Establishment Information Paper IP36/79, 1979.

- [75] *Proctor B.A.*: "Past Development and Future Prospect for GRC Composites", *Cement and Concrete Research*, Pergamon Press Ltd., 1981, Vol. 11, pp 455-466.
- [76] *Proctor B.A., Oakley D.R., Litherland K.L.*: "Developments in the Assessment and Performance of GRC over 10 Years", *Composites*, April 1982, pp 173-179.
- [77] ACI: "Report on Thin Reinforced Cementitious Products", USA, 2004.
- [78] *Ferreira, J.P.J.G.; Branco, F.A.B.*: The Use of glass fiber-reinforced Concrete as a structural Material, *Experimental Techniques*, Society for Experimental Mechanics, 2007, pp 64 – 73.
- [79] *Cuyppers, S.; et al.*: Durability of Glass Fibre Reinforced Composites – Experimental Methods and Results, *CompTest* 2004.
- [80] Entwurf DIN EN 1170-8 : Prüfverfahren für Glasfaserbeton – Teil 8 : Prüfung der Dauerhaftigkeit im Klimazyklus-Test, Oktober 2006.
- [81] *Graybeal, B.A.*: Characterization of the Behavior of Ultra-High Performance Concrete, Dissertation, University of Maryland, USA, 2005.
- [82] *Leutbecher, T.*: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), Dissertation, Universität Kassel, Kassel, 2007.
- [83] *Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, Th.; Bunje, K.; Bornemann, R. und Middendorf, B.*: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC) Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau Heft 1, 2005.
- [84] *Ma, J.; Dietz, J.*: „Ultra High Performance Self Compacting Concrete“, Leipzig Annual Civil Engineering Report No.7, 2002.
- [85] *Ma, J.; Schneider, H.*: „Properties of Ultra High Performance Concrete“, Leipzig Annual Civil Engineering Report No.7, 2002.
- [86] DIN 1055-4 : Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 4: Windlasten, März 2005.
- [87] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1 : Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
- [88] *Fehling, E.; Leutbecher, T.*: Tensile Behaviour of Ultra High Performance Concrete (UHPC) reinforced with a Combination of Steel Fibers and Rebars, 3th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC), Cape Town 2007.
- [89] *Ma, J.; Schneider, H.*: „Creep of Ultra High Performance Concrete under Compressive Stresses“, Leipzig Annual Civil Engineering Report No.8, 2003.
- [90] *Jacobs, F.; et al.* : „Schwinden von Beton“, *Der Bauingenieur : Baumaterial* 3/2008.

- [91] Heidelbergzement : Betontechnische Daten, 2007.
- [92] Institut für Faserbaustoffe Berlin : SIC-Untersuchung.
- [93] Schock Bauteile GmbH: Schöck ComBAR® - Technische Information, Juni 2009.
- [94] *Recknagel; Sprenger; Schramek* : Taschenbuch für Heizung + Klimatechnik, Oldenbourg Industrieverlag, 2007.
- [95] *Kirchner, G.*: Technische Nachrichten 4/81: Energiesparender Wärmeschutz(7), Philipp Holzmann Aktiengesellschaft – Technische Werbung-Information, 1981.
- [96] *Schnell, J.; Geiß, P.L.; Thiele, C.; Chopradub, A.; Kohl, V.* : BBR Abschlussbericht „Leicht Bauen mit Beton – Innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton“, 2009.
- [97] *Kehlbeck, F.*: Einfluss der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1975.
- [98] DIN EN 12524 : Baustoff und –produkte – Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften - Tabeilierte Bemessungswert; Deutsche Fassung EN 12524: 2000.
- [99] DIN 18516-1 : Außenwandbekleidungen, hinterlüftet - Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze, Dezember 1999.
- [100] DIN EN ISO 6946 : Bauteile – Wärmedurchlasswiderstand und Wärmedurchgangskoeffizient - Berechnungsverfahren, April 2008.
- [101] DIN V 4108 : Wärmeschutz in Hochbau, August 1981.
- [102] *Alonso, M. T.* : Hochfester Beton, Betontechnische Berichte 2001-2003, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Bau+Technik, Düsseldorf, 2003.
- [103] DIN 1055-100 : Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung –Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001.
- [104] *Mertz, G.E.*: Ultimate Capacity Evaluations of Reinforced Concrete Slabs Using Yield Line Analysis, Fifth Department of Energy Natural Phenomena Hazard Mitigation Symposium, Denver, November 1995.
- [105] *Braestrup, G.W.*: Yield Line Theory and Concrete Plasticity, Morley Symposium on Concrete Plasticity and its Application, University of Cambridge, July 2007.
- [106] *Kennedy, G.; Goodschild, C.*: Practical Yield Line Design, Reinforced Concrete Council, 2003.

- [107] *Fehling, E.; Leutbecher, T.*: Ultrahochfester Beton – Bemessung und Konstruktion, UHPC - 10 Jahre Forschung und Entwicklung an der Universität Kassel, 2007.
- [108] *Graybeal, B.*: UHPC in the U.S. Highway Transportation System, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [109] *Ulm, F. J.*: Nanoengineering UHPC Materials und Structures, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [110] *Schmidt, M.*: Von der Nanotechnologie zum Ultra-Hochfesten Beton, UHPC - 10 Jahre Forschung und Entwicklung an der Universität Kassel, 2007.
- [111] *Fehling, E.; et al.*: The “Gärtnerplatzbrücke” Design of First Hybrid UHPC-Steel Bridge across the River Fulda in Kassel, Germany, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [112] *Goldbach, U. und Stehling, S.*: Precasting of UHPC Elements, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [113] *Krelaus, R.; et al.*: Adhesive Bonding of UHPC Structural Members at the Gaertnerplatz bridge in Kassel, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [114] *Link, M.; et al.*: Structural Health Monitoring of the Gärtnerplatz bridge over the Fulda River in Kassel, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [115] *Schmidt, M.; Jerebic, D.*: UHPC: Basis for Sustainable Structures – the Gaertnerplatz Bridge in Kassel, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [116] *Strunge, J.; Deuse, T.*: Special Cements for Ultra High Performance Concrete, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [117] *Scheyde, J.C. und Müller, H.S.*: Development and Application of UHPC Convenience Blends, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [118] *Hirsch, T. und Wombacher, F.*: Influence of different Superplasticizers, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [119] *Sakai, E.; et al.*: Influence of Superplasticizers on the Fluidity of Cements with different amount of Aluminate Phase, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [120] *Tue, N.V.; et al.*: Influence of Addition Method of Superplasticizer on the Properties of fresh UHPC, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.

- [121] *Park, J.J.; et al.*: Influence of the Ingredients on the compressive Strength of UHPC as a fundamental Study to Optimize the Mixing Proportion, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [122] *Lohaus, L. und Ramge, P.*: Robustness of UHPC – A New Approach for Mixture Proportioning, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [123] *Stark, U. und Müller, A.*: Optimization of Packing Density of Aggregates, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [124] *Koward, T.; et al.*: Influence of Carbon Nanotubes on the micromechanical Properties of a Model System for Ultra-High Performance Concrete, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [125] *Marquez, S.; et al.*: Environment Advantages of Ternary Cement Combinations, 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [126] *Fehling, E.; et al.*: Ultra High Performance Concrete (UHPC), 2th International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, 2008.
- [127] Schwinden von Beton, Cementbulletin Nr. 4, 2001.
- [128] *Schürmann, H.*: Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden. Springer, 2005
- [129] *SecretDisc* Eigene Arbeit : http://de.wikipedia.org/wiki/Glasfaserverstärkter_Kunststoff, Dezember 2009
- [130] *Schmidt, M. et al.*: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton, DAfStb Heft 561, Beuth Verlag 2008.
- [131] *Fehling, E. et al.*: Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete Kassel, Germany March 05-07, 2008.
- [132] Fehling, E. et al: Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete Kassel, Germany September 13-15, 2004.
- [133] *Gastmeyer, R.*: Neuentwicklungen bei der Konstruktion mehrschichtiger Stahlbeton-Wandtafeln mit integrierter Wärmedämmung, Beton- und Stahlbetonbau 98 Heft 6., 2003.
- [134] *Gastmeyer, R.*: TM-Verbundankersystem für Betonsandwichtafeln – Bemessungskonzept nach DIN 1055-100, 200x.
- [135] DEHA Ankersysteme GmbH & Co Kg: DEHA-TM Verbundsystem zur kraftschlüssigen Verankerung der bewehrten Betonschichten (Vorsatzschicht und Tragschicht) bei dreischichtigen Stahlbeton-Außenwandtafeln, Statische Typenprüfung, 1995.

- [136] *Gastmeyer, R.*: MEGABLOCK-Ankersystem für Betonsandwichtafeln mit nachträglicher Ortbetonergänzung- Bemessungskonzept nach DIN 1055-100, 200x
- [137] *Gastmeyer, R.*: Bemessung der Vorsatzschalen derischichtiger Außenwandplatten aus Stahlbeton, Bauingenieur 72, 1997
- [138] *Ramm, W.;Gastmeyer, R.*: Neuartiges Verbundsystem für dreischichtige Außenwandplatten aus Stahlbeton, Beton- und Stahlbetonbau (1995) Heft. 4
- [139] RILEM : Bond Test for Reinforcement Steel. 2. Pull-out test, RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, 1983.
- [140] Schock Bauteile GmbH: Schöck ComBAR® - Technische Information, December 2003.
- [141] <http://www.tobias-hanhart.de/Referate/Klebstoffe/Klebstoffe.html>
- [142] mb AEC Software GmbH : mb-news Aktuelle Informationen der mb AEC Software GmbH, Juli 2008.
- [143] DIN 4710-1: Statistiken meteorologischer Daten zur Berechnung des Energiebedarf von heiz- und raumluftechnischen Anlagen in Deutschland, Berichtigungen zu DIN 4710:2003-01, November 2006.

**Anhang A: Querschnitte der Versuchskörper der
Biegezugversuche mit Glasfaserbeton**

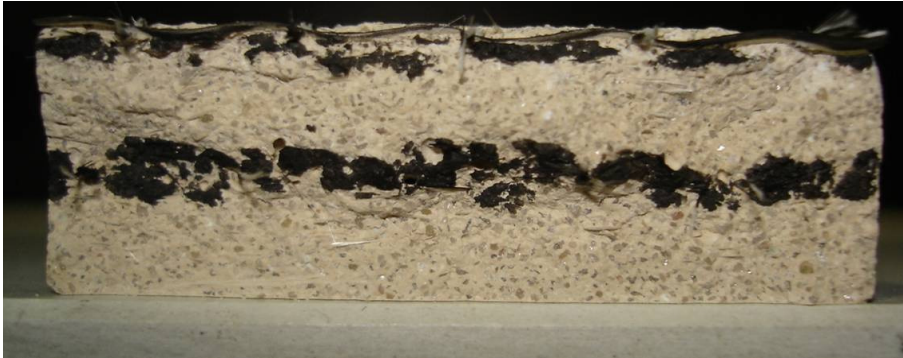


Abb. A.1: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,0-1



Abb. A.2: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,0-2



Abb. A.3: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,0-3



Abb. A.4: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,8-1



Abb. A.5: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,8-2



Abb. A.6: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,8-3

**Anhang B: Rissbildung der Versuchskörper der
Biegezugversuche mit Glasfaserbeton**

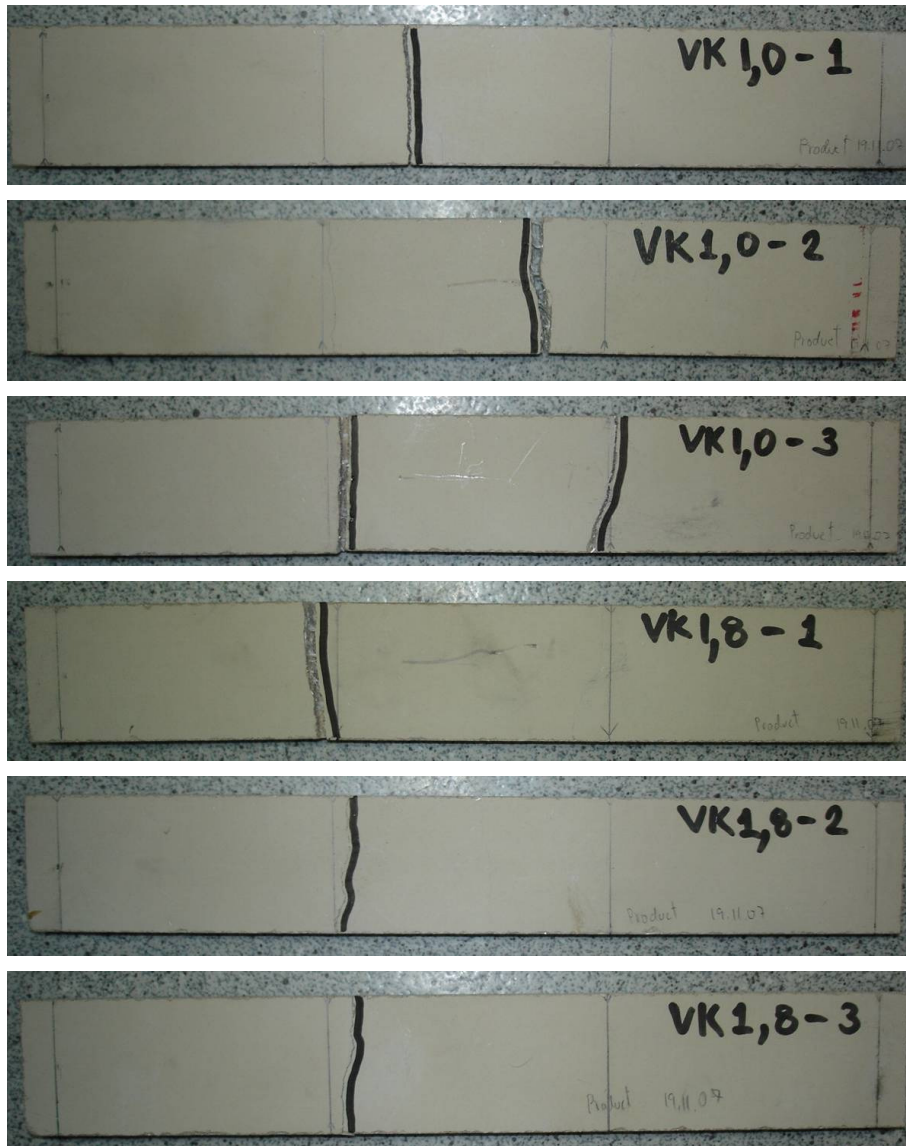


Abb. B.1: Rissbildung nach dem Versuch

Anhang C: Versagen der Versuchskörper der Scherversuche mit hochfestem Beton

Alle Scherkräfte haben in der vertikalen ↑ Richtung gezogen.

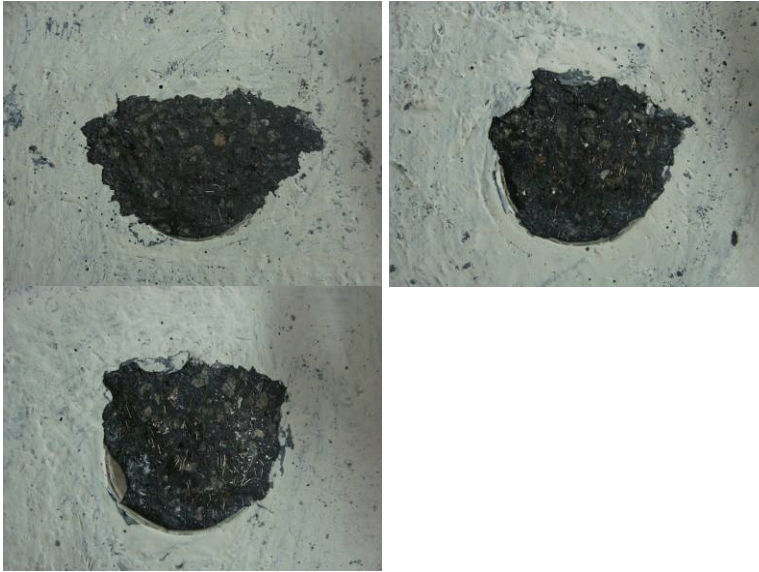


Abb. C.1: Versagen des Versuchs mit der 1 mm dicken Klebstoffschicht

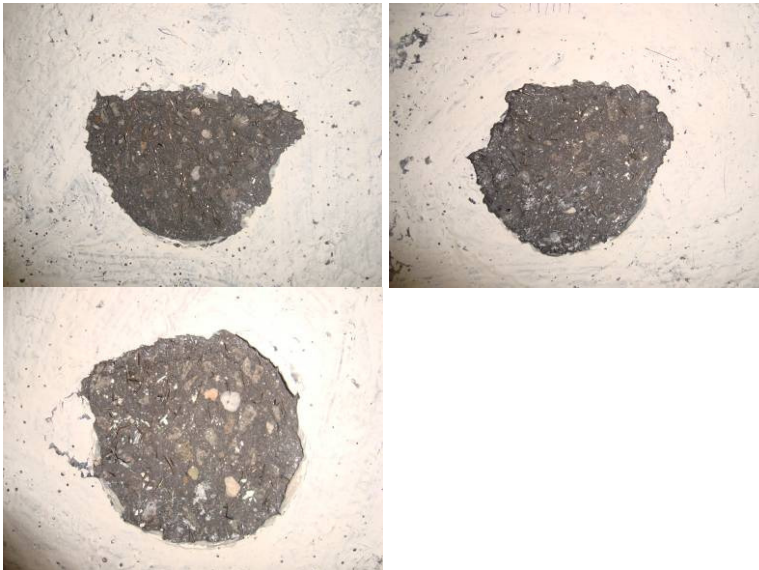


Abb. C.2: Versagen des Versuchs mit der 3 mm dicken Klebstoffschicht

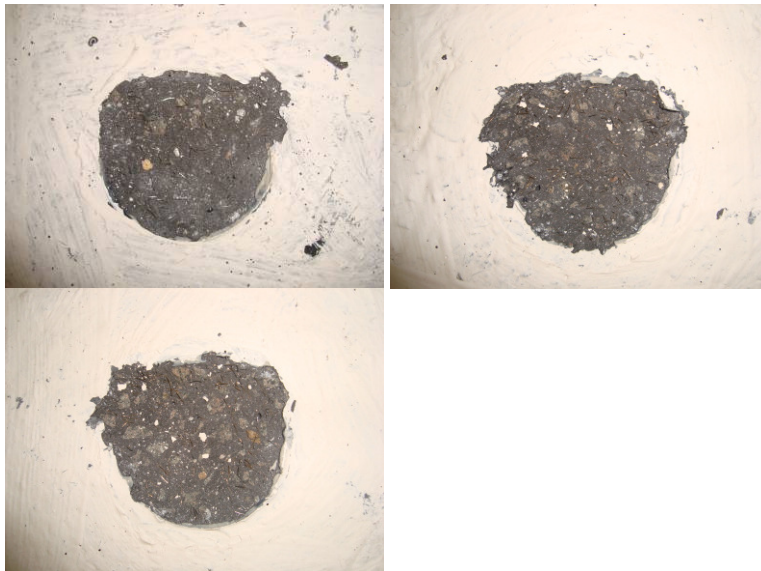


Abb. C.3: Versagen des Versuchs mit der 5 mm dicken Klebstoffschicht



Abb. C.460: Versagen des Versuchs mit der 3 mm dicken Klebstoffschicht nach 3 Tagen und unter einer Belastung von 1,1 kN

**Anhang D: Versagen der Versuchskörper des
Interaktionsversuches mit hochfestem Beton**

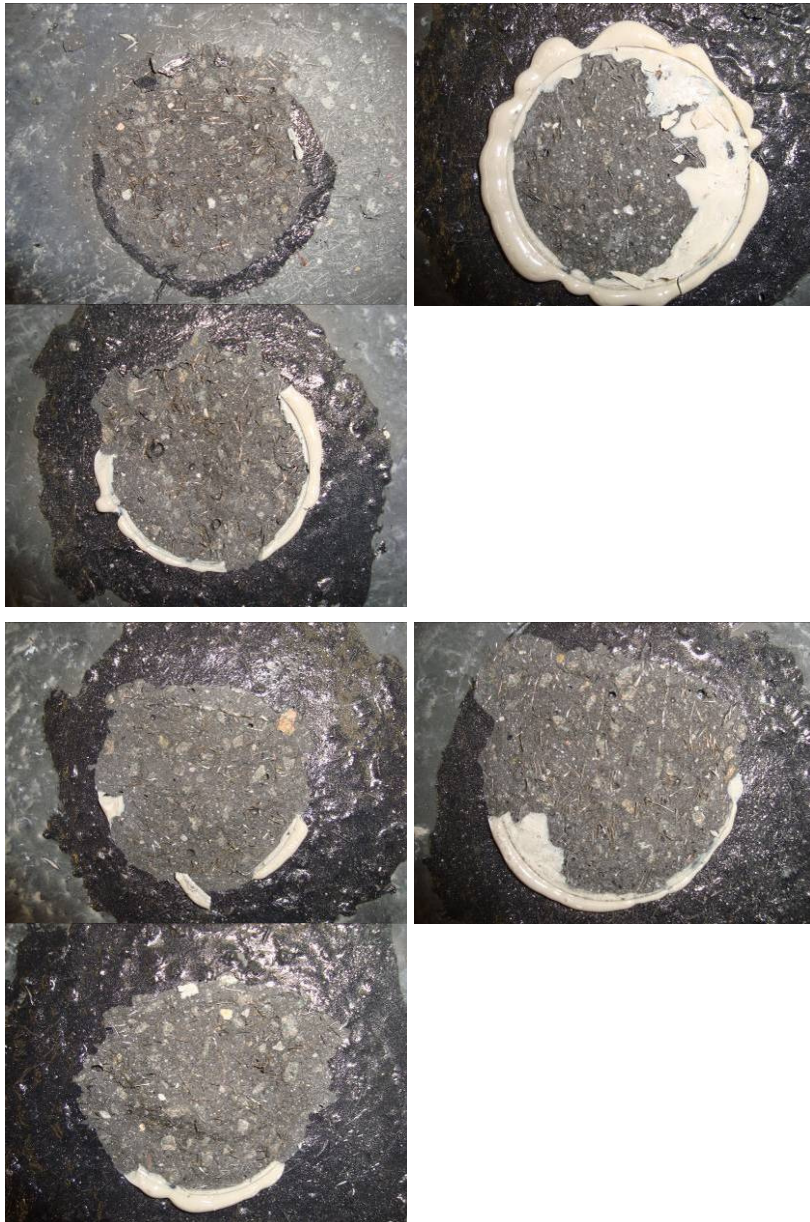


Abb. D.1: Versagen nach dem Zug-Scher Interaktionsversuch

Anhang E: Rissbildung der Versuchskörper des Unterdruckversuches mit hochfestem Beton

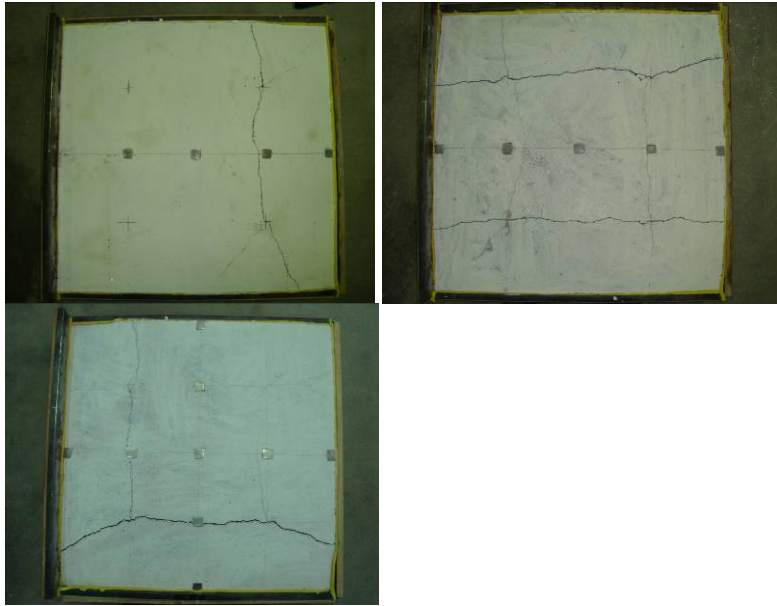


Abb. E.1: Versagen nach dem kurzzeitigen Unterdruckversuch

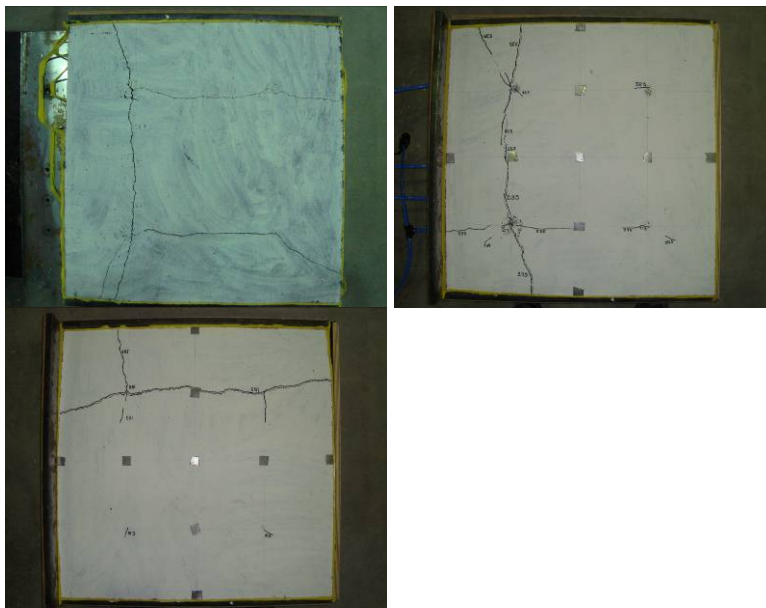


Abb. E.2: Versagen nach dem Unterdruckversuch mit dem dynamischen Lastwechsel

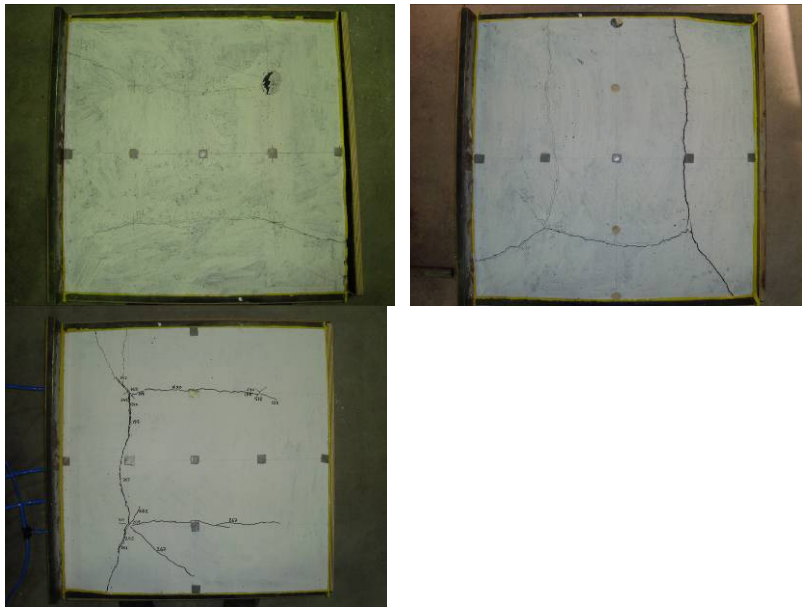


Abb. E.3: Versagen nach dem Unterdruckversuch mit dem dauernden Unterdruck

Die Versagen wurden in allen Fällen durch das Biegemoment ausgelöst.

Anhang F: Rissbildung der Versuchskörper des Durchstanzversuches mit hochfestem Beton



Abb. F.1: Biegeversagen nach dem Versuch mit den 160 mm und den 130 mm Ringauflagern



Abb. F.2: Durchstanzversagen nach dem Versuch mit dem 91 mm Ringauflager

**Anhang G: Versagen der Versuchskörper des Zugversuches mit
hochfestem Beton**

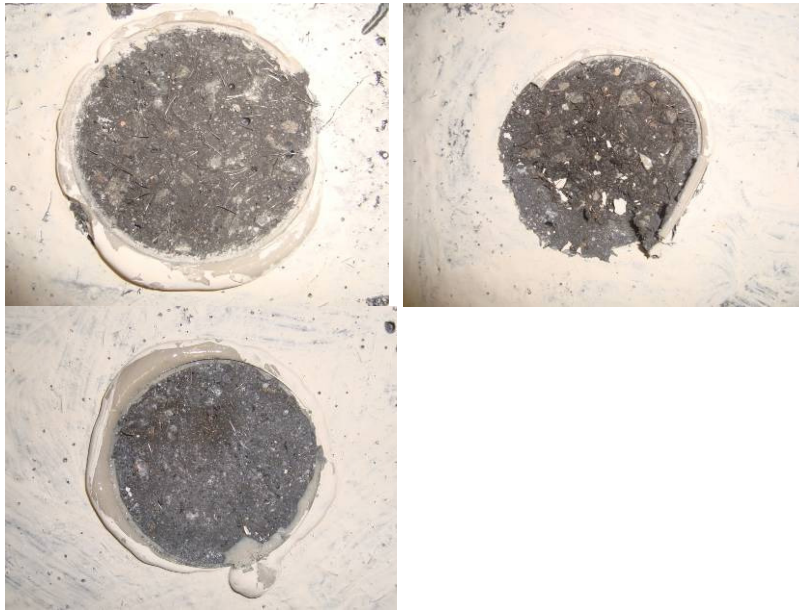


Abb. G.1: Versagen während dem Zugversuch

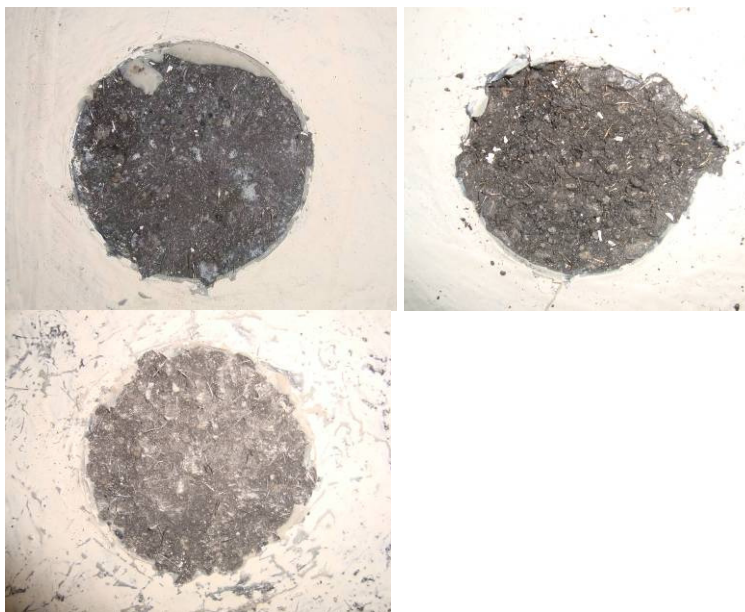


Abb. G.2: Versagen des Zugversuchs nach dem Lastwechsel

Anhang H: Tagesgang der Lufttemperatur im Januar bzw. Juli an bedeckten, bewölkten und heiteren Tagen in Potsdam

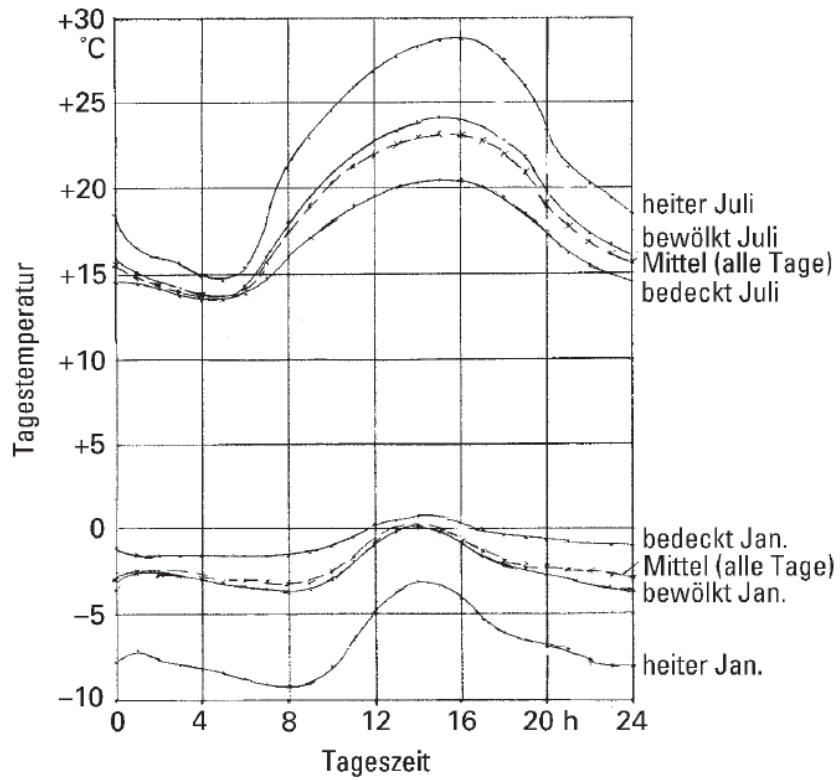


Abb. H.1: Tagesgang der Lufttemperatur im Januar bzw. Juli an bedeckten, bewölkten und heiteren Tagen in Potsdam. [143]

Anhang I: FE-Modell und Randspannungsverläufe

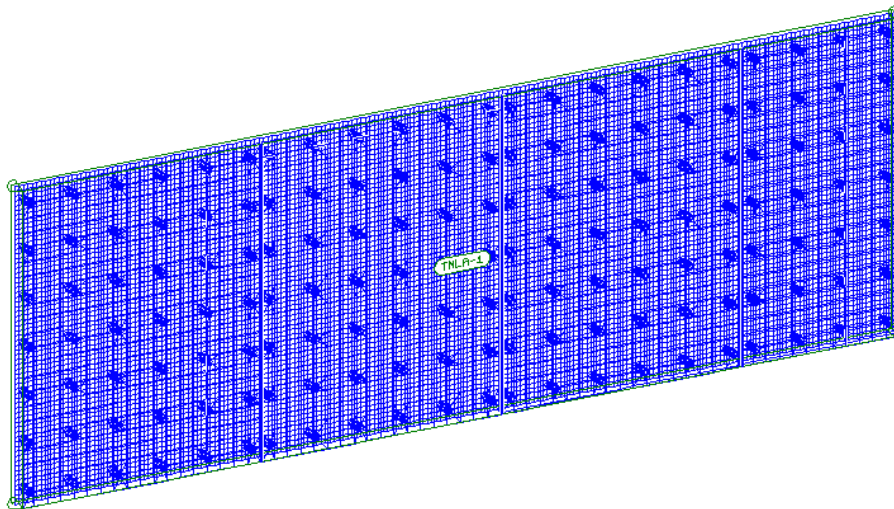


Abb. I.1: Berechnetes FE-Modell

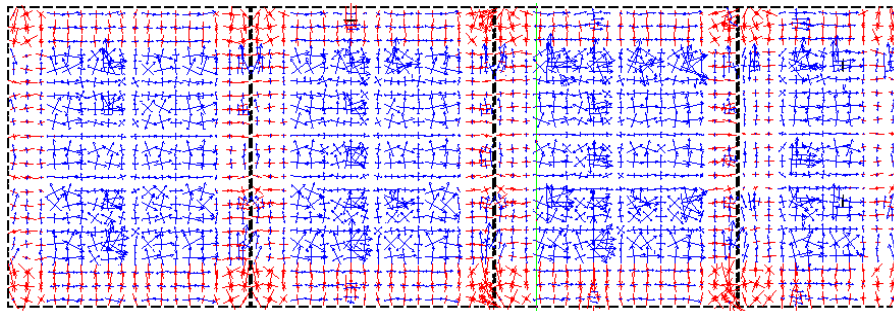
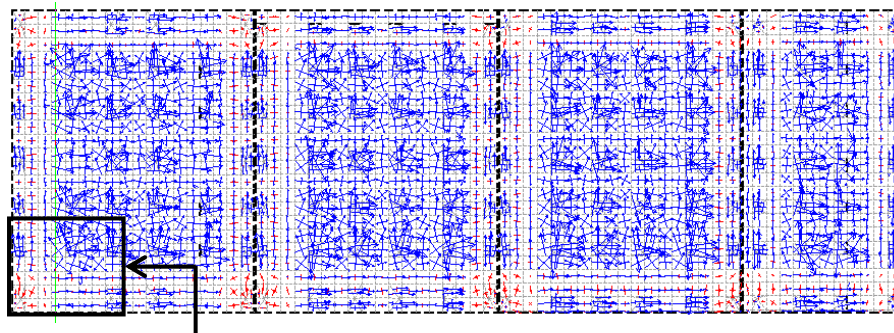


Abb. I.2: Randspannungsverläufe in der Fassadenplatte und dem Anker ohne Gelenk



Ausschnitt A in Abb. I.4 gezeigt, max. Randspannung 2,78 N/mm² (Ankerraster 500 x 500 mm)

Abb. I.3: Randspannungsverläufe in der Fassadenplatte und dem Anker mit Gelenk

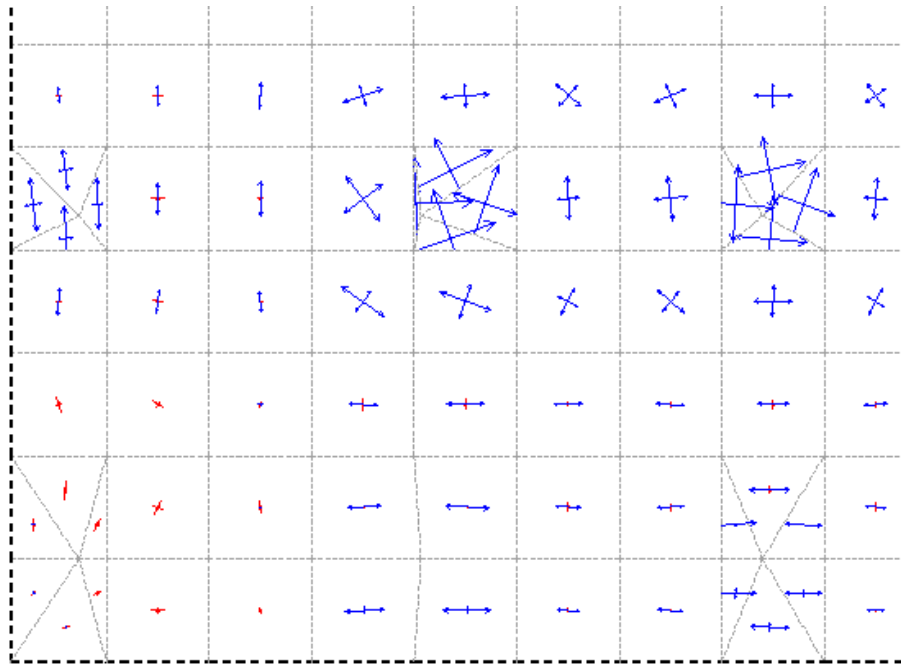


Abb. I.4: Randspannungsverläufe in der Fassadenplatte und dem Anker mit Gelenk, Ausschnitt A, max. Randspannung 2,78 N/mm² (Ankerraster 500 x 500 mm)

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Ake Chopradub
Geboren: am 18. September 1975 in Bangkok, Thailand
Staatsangehörigkeit: thai

Berufliche Laufbahn

seit April 2002 Dozent an der Bansomdejchaopraya Rajabhat
Universität, Bangkok, Thailand
Oktober 2006 – März 2010 Doktorand im Fachgebiet Massivbau und
Baukonstruktion bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen
Schnell an der Technischen Universität
Kaiserslautern
November 1998 – März 2002 Dozent an der Chiangmai Rajabhat Universität
Chiangmai, Thailand

Hochschulausbildung

Juli 2004 Master of Engineering (Civil Engineering) an der
Chiangmai Universität, Chiangmai, Thailand
März 1998 Bachelor of Engineering (Civil Engineering) an
der Kasersart Universität, Bangkok, Thailand