

Jürgen Schnell, Catherina Thiele, Vitalijus Kohl,
Ake Chopradub

**Leicht Bauen mit Beton –
Innovative Klebe-Verbindungstechnik
für filigrane Fassadenplatten aus
Hochleistungsbeton**



F 2747

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2010

ISBN 978-3-8167-8219-3

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

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

Abschlussbericht: „Leicht Bauen mit Beton -
Innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane
Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton“

Auftraggeber: Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung
Referat II 2
Deichmanns Aue 31-37
53179 Bonn

Sachbearbeiter/in: Dipl.-Ing. Catherina Thiele , Tel. 0631/205-2010
Dipl.-Chem. Vitalijus Kohl , Tel. 0631/205-4485
Ake Chopradub (M.Eng.) , Tel. 0631/205-3823

Datum: 30. Juni 2009

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Prof. Dr.-Ing. Paul Ludwig Geiß

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	5
1.1.	Begründung des Forschungsvorhabens.....	5
1.2.	Ziel der Forschung.....	7
1.3.	Ausgangsbasis für das Forschungsvorhaben	8
1.4.	Aufbau des Fassadensystem	9
1.5.	Arbeitsschritte	12
1.6.	Untersuchte Abmessungen	13
1.7.	Verwendete Materialien.....	15
1.7.1.	Fassadenplatte.....	15
1.7.1.1.	Hochfester Beton	16
1.7.1.2.	Glasfaserbeton	18
1.7.2.	ComBAR® GfK Anker.....	19
1.7.3.	Wärmedämmung.....	21
1.7.4.	Tragschale.....	21
2.	Stand der Forschung	22
2.1.	Hochleistungsbeton (UHPC)	22
2.2.	Schwinden des normalen Betons	23
2.3.	Glasfaserbeton (GFB)	23
2.3.1.	Verarbeitung des Glasfaserbetons	24
2.3.2.	Verminderung der anfänglichen Eigenschaften infolge Alterung.....	25
2.3.3.	Alkali resistente Glasfaser (AR-Glasfaser) für den Glasfaserbeton.....	27
2.3.3.1.	Alkalibeständigkeit der NEG AR-Glasfasern [69]	29
2.3.4.	Klassifizierung von Glasfaserbeton nach seinem Brandverhalten.....	31
2.4.	Hinterlüftung des Fassadensystems	32
2.4.1.	Minimale Querschnittstiefe des Hinterlüftungsraumes	32
3.	Mechanische und thermische Beanspruchung sowie rechnerische Untersuchungen	33
3.1.	Rechnerisches Model	33
3.2.	Anordnung des berechneten Models.....	34
3.3.	Einwirkungen	35
3.3.1.	Eigenlasten	35
3.3.2.	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte	35
3.3.3.	Differenzielle Erwärmung in der Tragschale	43
3.3.4.	Gleichmäßige Erwärmung.....	47
3.3.5.	Schwinden.....	48
3.3.6.	Exzentrizität und Herstelltoleranz	51
3.3.7.	Windlast.....	52
3.3.8.	Zwängungen	55
3.3.9.	Eigenspannungen in der Fassadenplatte	55

3.3.10.	Schnee- und Eislasten	57
3.3.11.	Sonderlasten	57
3.4.	Rechnerische Untersuchungen	57
3.4.1.	Lastfälle	59
3.4.2.	Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung mit dem Anker ohne Gelenk.....	62
3.4.3.	Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung mit einem Anker mit Gelenk	64
3.4.4.	Bemessungswert der Einwirkung.....	66
4.	Experimentelle Klebuntersuchungen	67
4.1.	Wissenschaftlich-technische und wirtschaftliche Problemstellung	67
4.2.	Geplante Arbeitsschritte und erzielte Projektergebnisse	67
4.2.1.	Versuche zur Materialauswahl	67
4.2.1.1.	Auswahl eines Klebstoffsystems	67
4.2.1.2.	Klebeignung der Oberfläche von stahlfaserverstärkten Fassadenplatten	69
4.2.1.3.	Klebversuche von GfK-Ankern mit aus Hochleistungsbeton hergestellten Köpfen	76
4.2.1.4.	Klebeignung der Oberfläche von GfK-Bauteile	77
4.2.1.5.	Klebversuche von GfK-Ankern auf Hochleistungsbeton (Schalungsseite)	83
4.2.1.6.	Klebeignung der Oberfläche von glasfaserverstärkten Fassadenplatten	87
4.2.2.	Klebversuche von GfK-Ankern auf Hochleistungsbeton (glasfaser-verstärkt).....	92
4.2.3.	Einfluss von Fertigungsparametern auf die Verbundfestigkeit	96
4.2.3.1.	Verbundfestigkeit von GfK-Ankern auf der frei erstarrten Seite des Hochleistungsbetons mit und ohne Vorbehandlung	96
4.2.3.2.	Einfluss von Klebfugendicke, Schrägstellung und Betonalter auf die Verbundfestigkeit	98
4.2.3.3.	Auswertung der statistischen Ergebnisse durch Software MINITAB	101
4.2.4.	Alterungsverhalten und Temperaturempfindlichkeit	106
4.2.4.1.	Festigkeit nach Klimawechsel-Alterung	106
4.2.4.2.	Verbundfestigkeit bei 80°C und DMA-Messungen	108
4.2.5.	Berechnung charakteristischer Widerstandswerte	113
4.3.	Zusammenfassung und Ausblick.....	116
5.	Weitere experimentelle Untersuchungen	117
5.1.	Pilottests zur wirklichkeitsnahen Simulation von Windlasten	117
5.1.1.	Ergebnisse des Windsogversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte	120
5.1.2.	Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte	121
5.1.3.	Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 1.80 m großen Fassadenplatte	122
5.2.	Biegeversuch unter Dauerlast der GfK Anker	124
5.3.	Biegeversuch für Glasfaserbeton	125
5.3.1.	Versuchsergebnisse.....	129
5.3.1.1.	Biegezugfestigkeit des textilibewehrten Glasfaserbetons	129
5.3.1.2.	Abmessungen der Versuchskörper	129
5.3.1.3.	Bruchbilder	130
5.3.1.4.	Last-Verformungsdiagramm	132
5.3.1.5.	Versuchsergebnisse	132
5.3.2.	Weitere Biegeversuche für Glasfaserbeton zum Vergleich	135
5.3.2.1.	Kurzzeitige Biegeversuche	135
5.3.2.2.	Langzeit - Biegeversuche	140
5.3.3.	Design-Werte	141

5.4.	Scherversuch.....	142
5.4.1.	Allgemeines.....	142
5.4.2.	Dauerstand-Scherversuche	144
5.4.3.	Ergebnisse der Scherversuche.....	145
5.5.	Durchstanzversuche.....	149
5.6.	Zugversuch.....	152
5.7.	Zug-Scher Interaktionsversuch.....	156
5.7.1.	Allgemeines.....	156
5.7.2.	Versuchergebnisse	157
5.7.3.	Designwert der Zug-Scherinteraktion	158
5.8.	Anker mit Gelenk	160
5.8.1.	Gelenkmuster.....	160
5.8.2.	Anker mit GfK Gelenk	162
5.9.	Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch	166
5.9.1.	Modell einer Fassadenplatte.....	166
5.9.2.	Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch	168
6.	Bemessungskonzept	173
6.1.	Allgemeines	173
6.2.	Einwirkungen auf Fassadensystem.....	173
6.3.	Biegetragfähigkeit der Fassadenplatten im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	173
6.4.	Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit	174
6.5.	Nachweis der Ankertragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	175
6.6.	Nachweis der Absenkung der Platten nach Aufrichtung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.....	175
6.7.	Bemessungsbeispiele für die Fassadenplatte aus UHPC	175
7.	Zusammenfassung	178
	Danksagung	178
	Literaturverzeichnis	179

1. Einleitung

Das Forschungsprojekt „Leicht Bauen mit Beton – Innovative Klebe-Verbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton“ ist ein Projekt im Rahmen der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“. Das Projekt wurde vom Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) aus Mitteln des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung gefördert, am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Technische Universität Kaiserslautern in Kooperation mit dem Fachgebiet Fügetechnik, AG Werkstoff- und Oberflächentechnik Kaiserslautern (AWOK) durchgeführt und dabei durch die Firmen Schöck Bauteile GmbH, Novacret Faserbaustofftechnik GmbH, Sika Deutschland GmbH und Heidelberger Betonelemente GmbH & Co. KG unterstützt.

Das Projekt wurde dankenswerterweise von einer Beratergruppe begleitet. Dieser Gruppe gehörten an:

Dr. Burmeister, Delta-X, Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner

Dipl.-Ing. Michael Müller, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin

Frau Babett Schriewer, BBR

Weiterhin nahmen an den Sitzungen der Beratergruppe Vertreter der beteiligten Unternehmen an:

Dipl.-Ing. Thomas Friedrich, Fa. Novacret, Bernkastel-Kues

Dr. Ing. Jun Qu, Fa. Sika Technology, Zürich

Dipl.-Ing. Werner Venter, Fa. Schöck, Baden-Baden

Dipl.-Phys. Artur Zanotti, Fa. Sika

Der Beirat hat drei Mal in den Räumen der TU Kaiserslautern getagt. Sitzungstermine waren am:

- 13. August 2007
- 25. Januar 2008
- 26. September 2008

Im vorliegenden Bericht werden die Versuchsparameter und die Ergebnisse der an der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführten Versuche beschrieben sowie ein Bemessungskonzept erstellt.

1.1. Begründung des Forschungsvorhabens

Im Stahlbetonfertigteiltbau 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% geringen 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 wie die Tragschale erlaubt, werden völlig neue Farbwechsel, Fugenschnitte etc. möglich. Dies kompensiert die ästhetischen Nachteile der Fertigteilbauweise vollständig.
- Die konsequente Nutzung technischer Möglichkeiten unterstützt die Chancen zur Vermarktung von Architektenleistungen aus Deutschland auch im Ausland.

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.

Insgesamt werden die Ziele der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ in hohem Maße erfüllt, da mit wissenschaftlichen Methoden 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. Es ergänzt sich mit anderen Anträgen zum Thema „Leicht Bauen“ (www.leichtbauen-mit-beton.de).

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

Die Forschungsziele sind sowohl mit analytischen als auch mit experimentellen Verfahren erreicht worden. Für die Klebtechnik sind Erfahrungen aus dem Maschinen- und Fahrzeugbau auf Bauelemente übertragen worden.

Die enge Zusammenarbeit der Forschungsstellen mit den 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 praxisingerecht 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.

Z. B. die Firma Schöck (ComBAR) bietet Glasfaserstäbe 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. Alle Wettbewerber profitieren damit von den Forschungsergebnissen gleichermaßen.

1.3. Ausgangsbasis für das Forschungsvorhaben

Die Forscher sind Mitglieder der Sachverständigenausschüsse „Befestigungstechnik“ und „Bewehrungselemente“ (Prof. Dr.-Ing. Schnell) sowie „Kunststoffe“ und „Klebeverbindungen“ (Prof. Dr.-Ing. Geiß) des Deutschen Instituts für Bautechnik DIBt, Berlin.

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 bereits vorliegen. Weiterhin wurden bisher verwendete Rechenmodelle [8] für neue Anwendungsfälle erweitert. Die Tragfähigkeit von GfK-Stäben hinsichtlich ihrer Einbindung in die Tragschale ist geklärt.

Am 23. Mai 2007 wurde bei einem Symposium an der TU Kaiserslautern über innovative Gestaltungsmöglichkeiten mit dem Werkstoff Beton berichtet.

Die Arbeitsgruppe Werkstoff- und Oberflächentechnik Kaiserslautern (AWOK) verfügt über langjährige Erfahrungen im Bereich der strukturellen Klebtechnik [10-22] zum Verbinden von unterschiedlichen Materialien miteinander [23-26]. Zu den aktuellen Arbeiten gehört unter anderem das durch die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) finanzierte interdisziplinäre ZUTECH Forschungsprojekt „Neue Konstruktionen durch Einsatz von Klebeverbindungen im Stahlbau“, an dem neben der AWOK (in projektleitender Funktion) der Lehrstuhl und das Institut für Stahlbau und Leichtmetallbau der RWTH Aachen, das Institut für Füge- und Schweißtechnik (ifs) der TU Braunschweig sowie der Lehrstuhl für Stahlbau der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus (BTU) beteiligt sind.

Im Rahmen des hier beantragten Forschungsvorhabens sollten die Erfahrungen zur Festigkeit und Beständigkeit von strukturellen Klebeverbindungen aus dem Metallbau auf die klebtechnische Verbindung der GfK-Stäbe mit der Oberfläche der Betonvorsatzschale übertragen werden.

Das eingebundene Architekturbüro leanfield a.r. von Holger Heilmann ist auf fertigteilgerechte Planung spezialisiert. Von ihm stammen zahlreiche Ansätze zum innovativen, systematisierten Bauen. Als Mitglied des Arbeitskreises Fassaden der Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e. V. (FDB, www.fdb-fertigteilebau.de), der sich firmenübergreifend mit den Anforderungen an Fassadensysteme befasst, engagiert er sich in der Zusammenarbeit zwischen Architekten, Investoren und Herstellern bei der Entwicklung, Optimierung und Visualisierung von Konzept, Konstruktion und Wirtschaftlichkeit von Architekturen [27-35].

Eine umfangreiche Literaturrecherche 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 keine Arbeiten vor.

1.4. Aufbau des Fassadensystem

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.

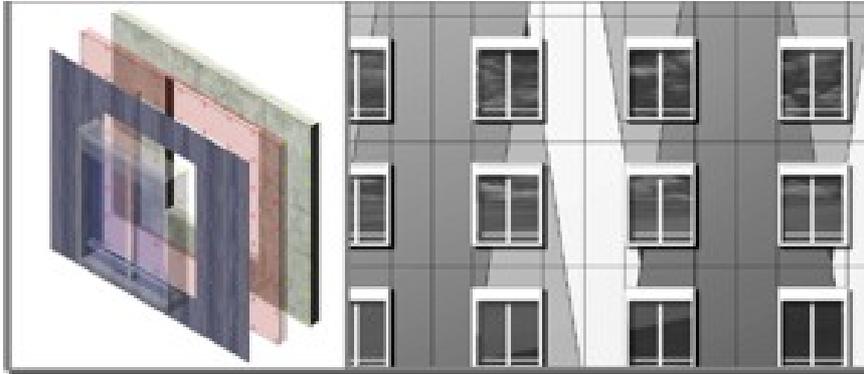


Abbildung 1.1: Fassadensystem als ein Fertigteil

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.

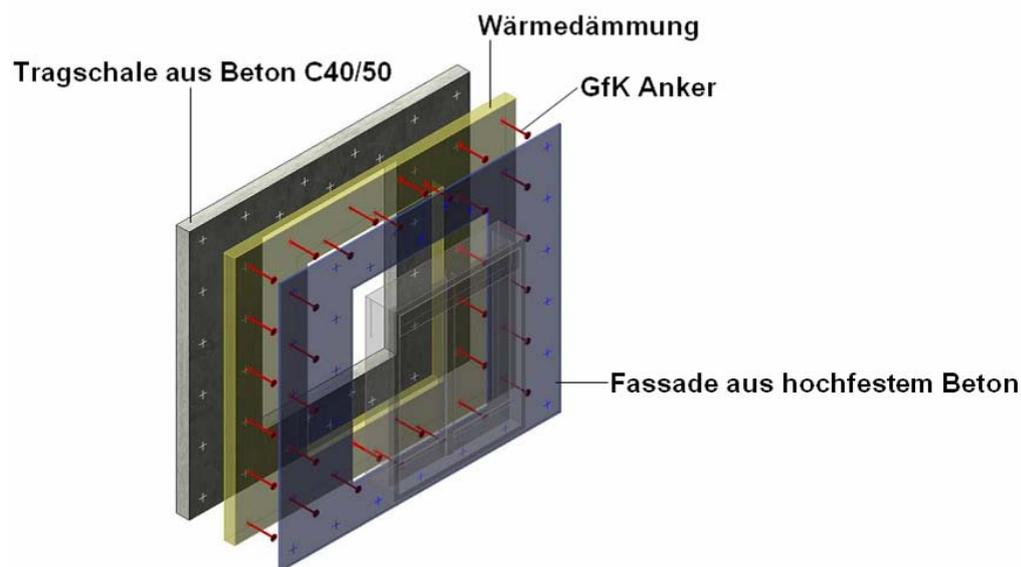


Abbildung 1.2: Aufbau des Fassadensystems

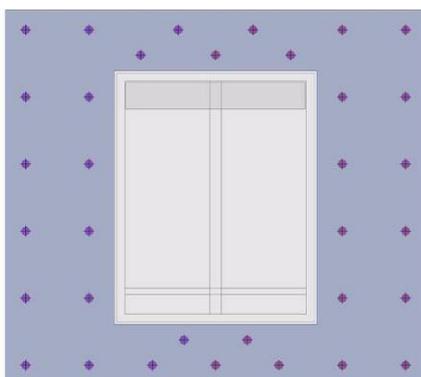


Abbildung 1.3: Vorderansicht eines Fassadenfertigteils

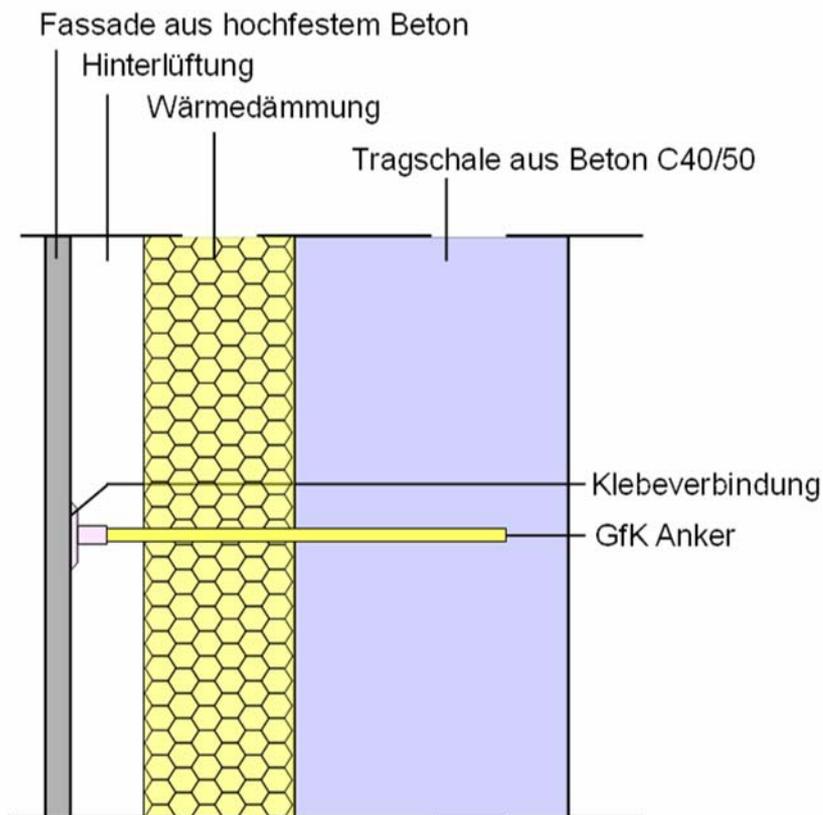


Abbildung 1.4: Querschnitt des hinterlüfteten Fasadensystems

In Abbildung 1.5 ist die Wirkungsweise des hinterlüfteten Fasadensystems 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.

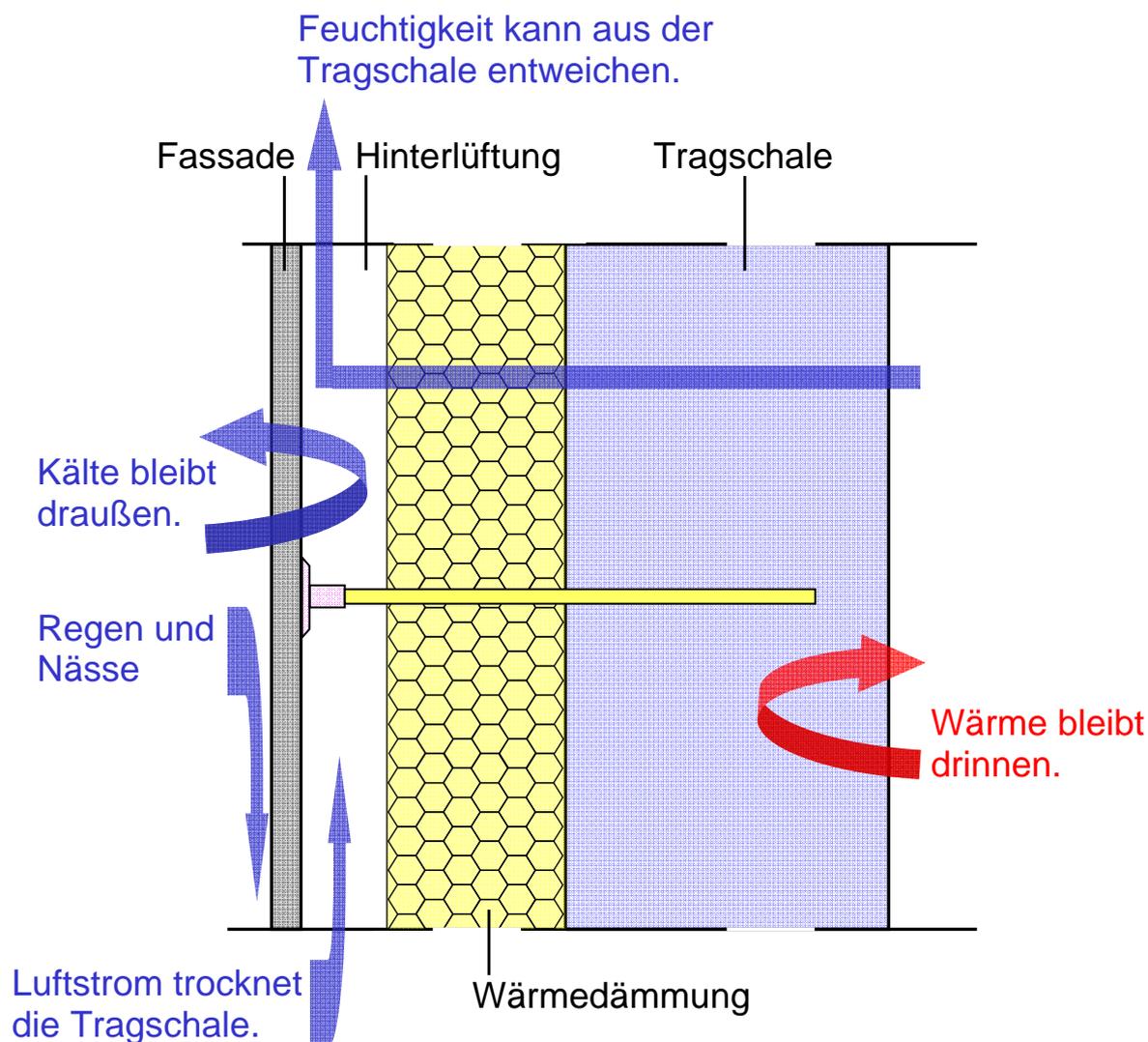


Abbildung 1.5: Systemaufbau des hinterlüfteten Fasadensystems

Das schematische Herstellverfahren ist in der Abbildung 1.6 dargestellt. Die Herstellung des Fasadensystemfertigteils wird in einem Fertigteilwerk 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 etwa sieben Tagen aufweisen, bevor sie auf die GfK-Telleranker geklebt werden. Dabei sind die Klebstellen an der Plattenrückseite vorzubehandeln (s. u.).

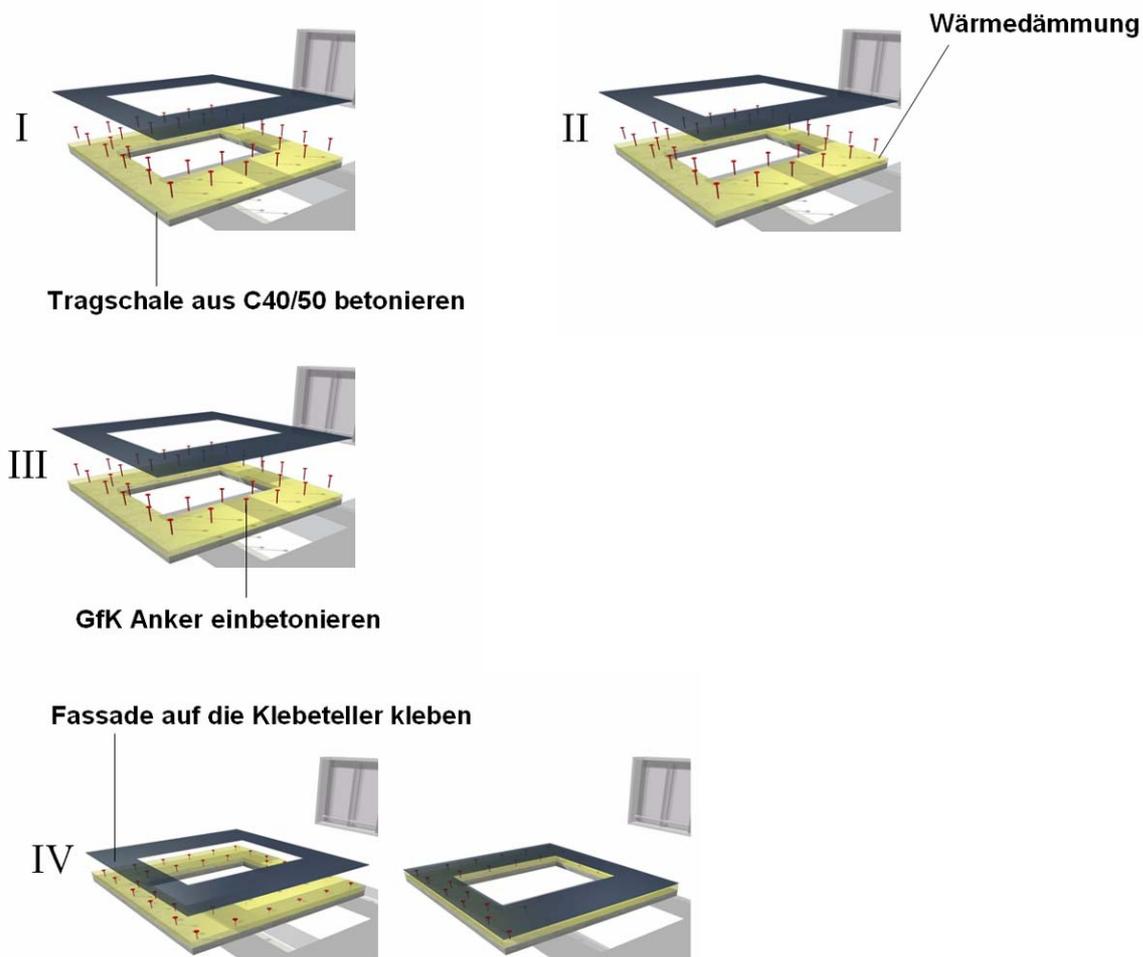


Abbildung 1.6: schematisches Herstellverfahren des hinterlüfteten Fassadensystems

1.5. Arbeitsschritte

Die Untersuchungsmethodik des gesamten Forschungsvorhabens gliedert sich in die folgenden vier Arbeitsschritte, die den beteiligten Forschungsstellen entsprechend zugeordnet wurden:

- Aufgabenstellung, Optimierung des Fertigungsablaufes, Definition der gestalterischen und funktionalen Anforderungen (FG Massivbau und Baukonstruktion)
- Gestaltung und Dimensionierung des Klebverbundes zwischen Fassadenplatte und GfK-Verbindungsanker im Kopfbereich (FG AWOK)
 - Auswahl eines geeigneten Klebstoffes (Schubmodul, Schlagzähigkeit, Festigkeit, dynamische Beanspruchbarkeit)
 - Überprüfung der Klebeignung der Oberflächen, ggfls. Auswahl notwendiger Vorbehandlungsverfahren (Haftzugfestigkeit).

- Beständigkeitsuntersuchung insbesondere des flächigen Klebverbundes unter Temperatur- und Wechselklimabeanspruchung (Klimasimulation: Fachgebiet Massivbau, Prüfung Alterung: AWOK)
- Gestaltung und Dimensionierung der GfK-Verbindungsanker im Bereich des formschlüssigen Tragschalenverbundes und Erstellen eines mechanisch begründeten, produktunabhängigen Bemessungskonzeptes (Massivbau)
 - Optimierung der Verankerungsteller (Herstellung im Spritzgussverfahren). Unterstützung durch laufende Kooperation mit dem Instituts für Verbundwerkstoffe and der TU KL.
 - Prüfung der in Frage kommenden Systeme analog zu Zulassungsversuchen für Doppelwandanker (Versuchsaufbau z.B. zur Ermittlung der Schertragfähigkeit)

1.6. 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.

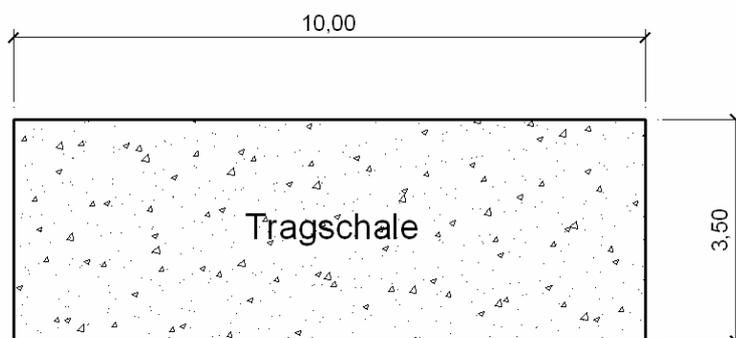


Abbildung 1.7: maximale Größe der Tragschale

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

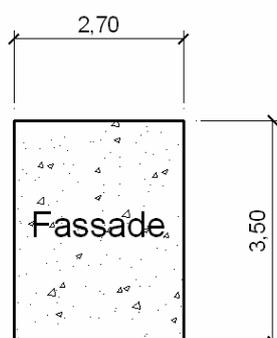


Abbildung 1.8: Maximale Größe der Elemente der Vorsatzschale

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

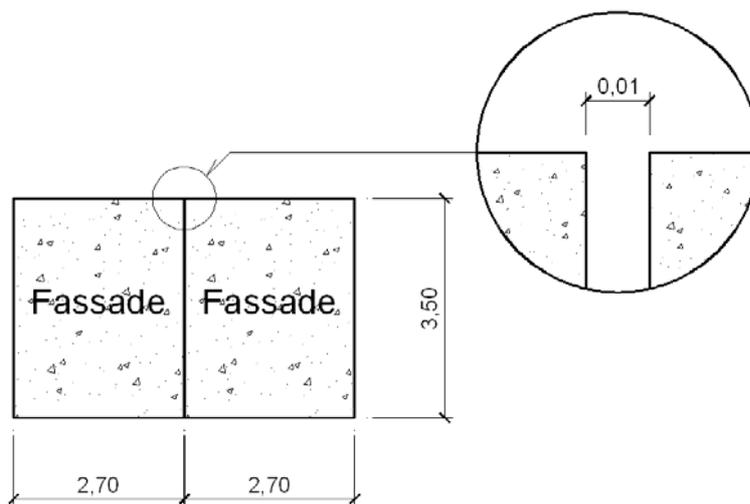


Abbildung 1.9: minimale Fuge 10 mm zwischen den Fassadenplatten

- 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 -2,0 mm zu beschränken. Unter seltener Einwirkungskombination sollte der Wert – soweit nicht anders geregelt - nicht mehr als -3,0 mm betragen.
- Nach den Ergebnissen im Kapitel 5.1 sollte die Fassadenplatte immer einen Randabstand der Anker von maximal 0,15 m (oder 30 % des Ankerrasters) haben.

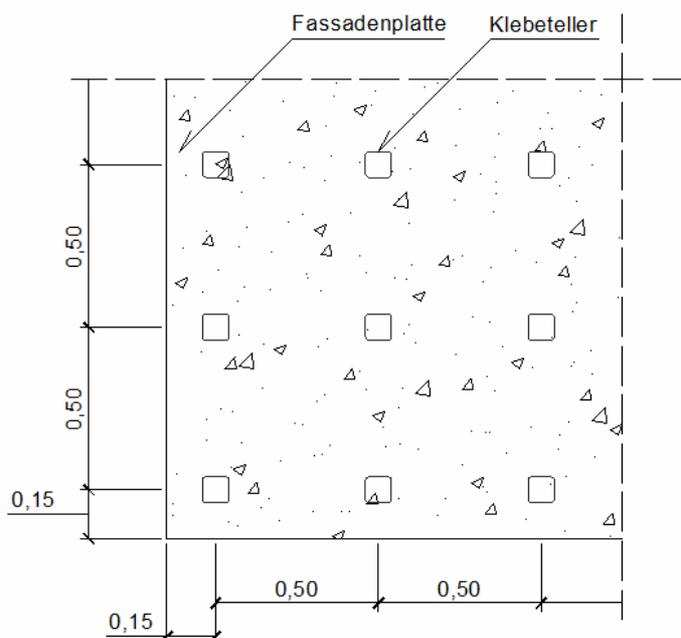


Abbildung 1.10: Maximaler Randabstand der Anker in der Fassadenplatte

- Das Fassadensystem muss in senkrecht eingebaut werden.
- Die Windlast ist nach Windzone 1 (Binnenland) nach DIN 1055-4 [86] berücksichtigt.
- 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.

1.7. Verwendete Materialien

1.7.1. 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 und Glasfaserbeton bezüglich ihrer Eignung als Fassadenplatte im untersuchten Fassadensystem getestet. Die Ergebnisse zeigen, dass hochfester Beton als Verankerungsgrund für die Klebeverbindung besser geeignet ist.

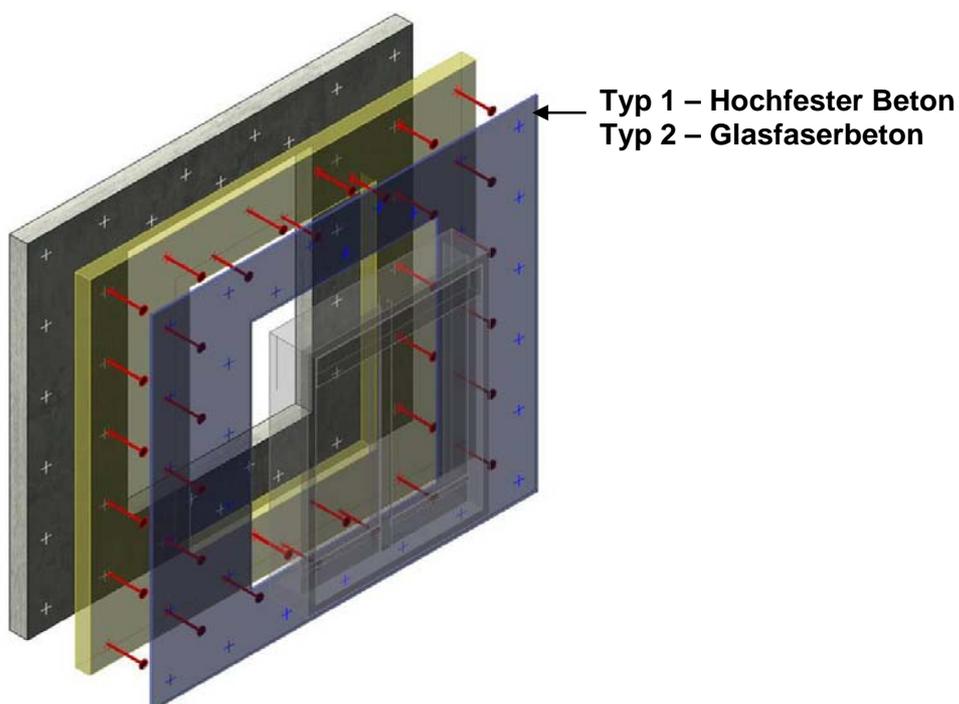


Abbildung 1.11: Baumaterial der Fassadenplatte

1.7.1.1. Hochfester Beton

Der im Projekt verwendete hochfeste Beton wurde vom Lehrgebiet „Werkstoffe im Bauwesen (Prof. Breit)“, an der TU Kaiserslautern, hergestellt. Die Zusammensetzung des hochfesten Betons ist in der folgenden Tabelle 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

Tabelle 1.1: Zusammensetzung des hochfesten Betons

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

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

2) $f_{ct,fl,0,05}$

Tabelle 1.2: Eigenschaften des hochfesten Betons



Abbildung 1.12: Prüfung der Druckfestigkeit vom hochfesten Beton



Abbildung 1.13: Prüfung der Biegezugfestigkeit vom hochfesten Beton

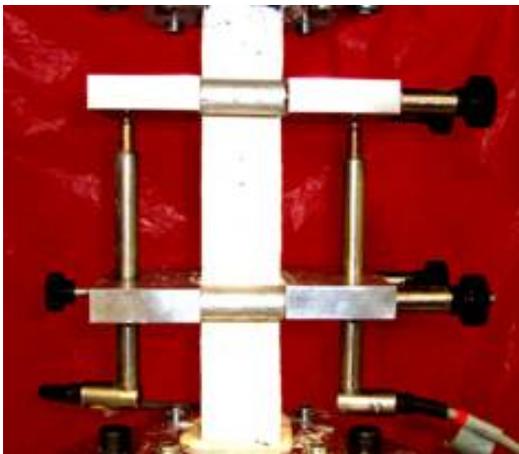


Abbildung 1.14: Prüfung der Zugfestigkeit vom hochfesten Beton



Abbildung 1.15: Prüfung des E-Moduls vom hochfesten Beton

1.7.1.2. Glasfaserbeton

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.



Abbildung 1.16: 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 werden 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.

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

Tabelle 1.3: Eigenschaften des Glasfaserbetons



Abbildung 1.17: Prüfung der Biegezugfestigkeit vom Glasfaserbeton [38]

1.7.2. ComBAR® GfK Anker

Der ComBAR® GfK-Stab besteht aus einem Vinylesterharz mit ca. 70-80% Glasanteil. Der ComBAR® GfK-Teller besteht aus einem glasfaserverstärkten, teilkristallinen Polystyrol 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.



Abbildung 1.18: Schöck ComBAR® GfK Anker – GfK Stab mit einem Kopfteller

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	-	-	Betonkonsole	Betonkonsole
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 ²	2,2	7,85

Tabelle 1.4: Eigenschaften von Schöck ComBAR® [37]

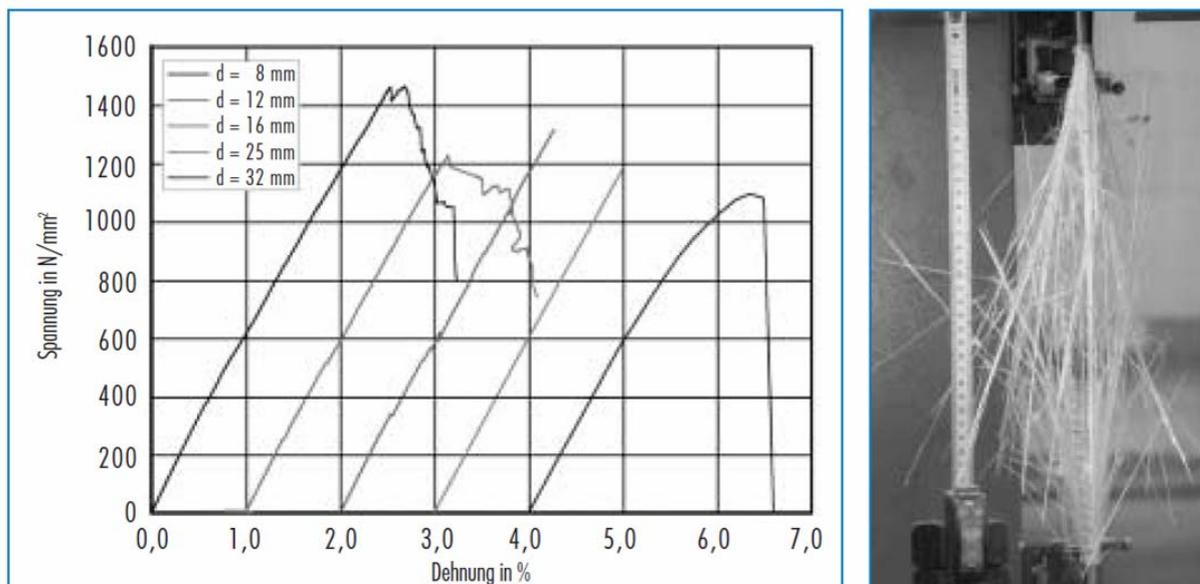


Abbildung 1.19: Spannungs-Dehnungs-Linie der ComBAR®-Stäbe und das Versagen eines GfK Stabes nach dem Zugversuch [93]

1.7.3. 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.

1.7.4. Tragschale

Die Tragschale trägt horizontale und vertikale Lasten ab. Die Tragschale besteht aus Normalbeton der Betonfestigkeitsklasse C40/50 und ist 150 mm dick.

2. Stand der Forschung

2.1. Hochleistungsbeton (UHPC)

Hochleistungsbetonen werden durch besondere Eigenschaften charakterisiert. Diese Eigenschaften sind:

- sehr große Dichte
- sehr hoher Widerstand gegen physikalische oder chemische Einwirkungen
- hohe bis sehr hohe Festigkeit
- selbstverdichtende Konsistenz.

Der Begriff „Hochleistungsbeton“ entwickelte sich ursprünglich aus dem Begriff „hochfester 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.

Im Vergleich zu Normalbeton zeichnen sich Hochleistungsbetone in Abhängigkeit von ihrer Anwendung aus durch:

- sehr niedrige w/z-Werte ($w/z < 0,35$)
- Verwendung sehr leistungsfähiger Fließmittel (PCE)
- Verwendung von Zementen der Festigkeitsklasse $\geq 42,5$ R
- hohe Zement- und Zusatzstoffgehalte (hohe Mehlkorngelalte)
- Einsatz von Silicastaub.

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]. Das Gesamtschwinden des UHPC beträgt ca. -1,0 mm/m und das autogene Schwinden beträgt ca. -0,9 mm/m [88]. Das gesamte Schwinden des Hochleistungsbetons setzt sich zum größten Teil aus der Schrumpfdehnung zusammen [90].

2.2. Schwinden des normalen Betons

Die Tragschale des vorgefertigten Fassadensystems besteht aus Beton der Güte C40/50. 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]. Das Endschwindmaß des normalen Betons beträgt 0,1 bis 0,5 mm/m [91].

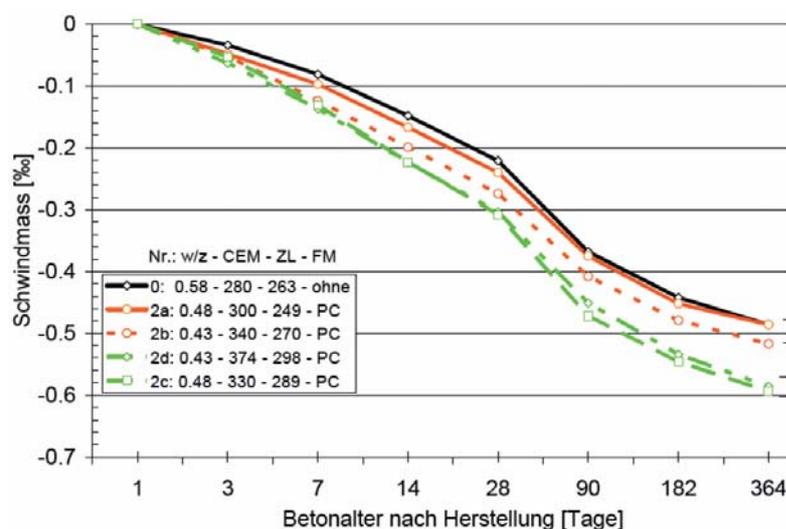


Abbildung 2.1: Schwindmaß des Betons aufgetragen über dem Betonalter nach Herstellung [90]

2.3. 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 GFB	Mixverfahren 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

Tabelle 2.1: Eigenschaften des typischen Glasfaserbetons [70-71]

2.3.1. 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

Tabelle 2.2: 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

Tabelle 2.3: Zeitliche Entwicklung der Glasfaserbetontechniken [54]

2.3.2. Verminderung der anfänglichen Eigenschaften infolge Alterung

Bei Glasfaserbetonen, die der Witterung angesetzt sind, ist eine zeitabhängige Veränderung der Biegefestigkeit zu erwarten, wie Abb. 2.2 - 2.4 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.

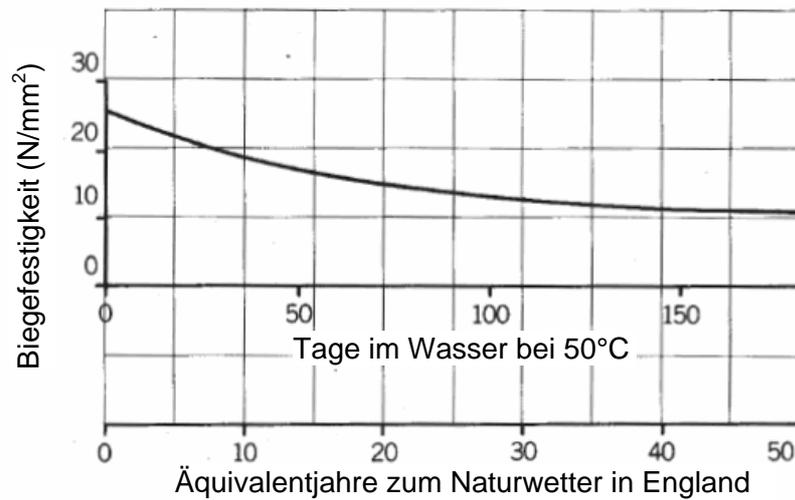


Abbildung 2.2: Zeitabhängige Veränderung der Biegefestigkeit des 5%-Glasfaseranteils GFB infolge beschleunigter Alterung [73]

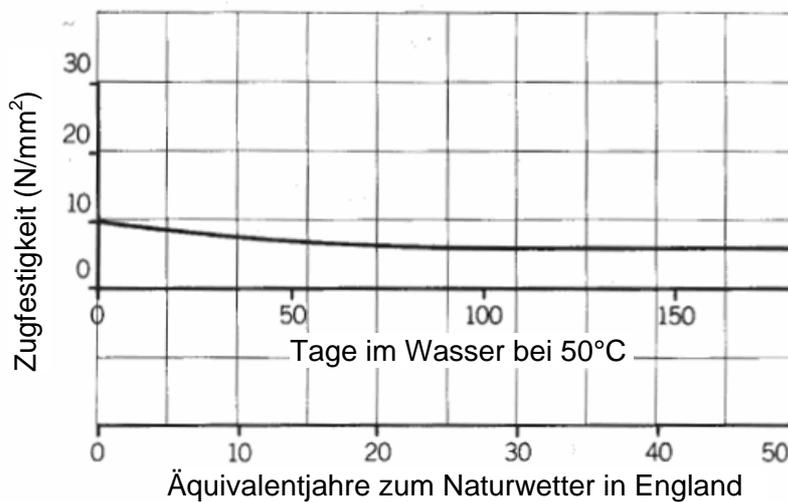


Abbildung 2.3: Zeitabhängige Veränderung der Zugfestigkeit des 5%-Glasfaseranteils GFB infolge beschleunigter Alterung [73]

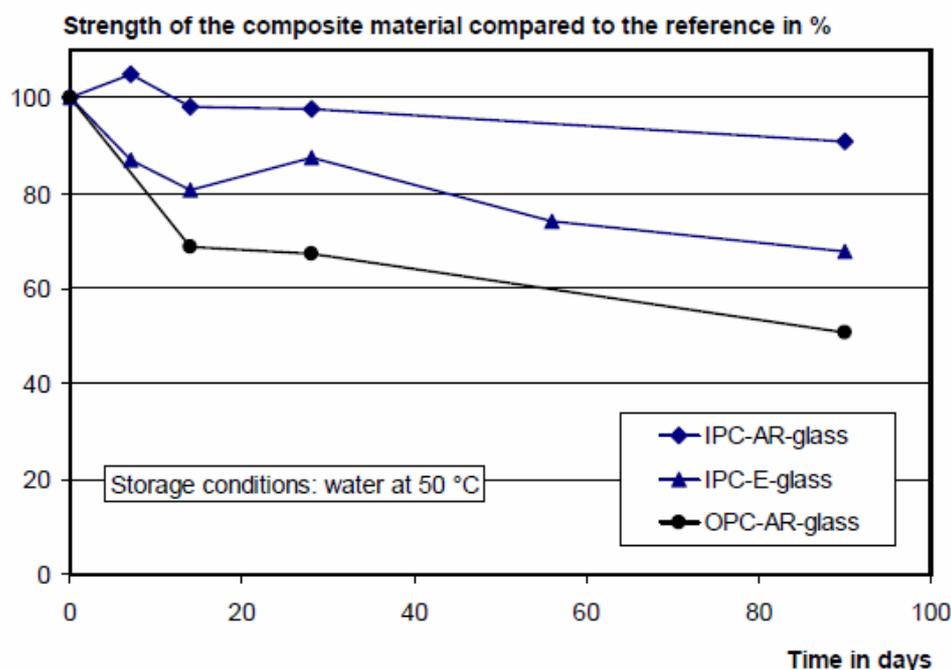


Abbildung 2.4: Zeitabhängige Veränderung der Zugfestigkeit des GFB infolge der beschleunigten Alterung [79] (OPC = Ordinary Portland Cement, $H_p = 13,5$ und IPC = Inorganic Phosphate Cement, $H_p=7$)

2.3.3. Alkali resistente 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 Tabelle 2.4 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.

Tabelle 2.4: Eigenschaften von NEG AR-Glasfasern [69]

	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]	Faserdurchmesser [μm]	Adhesion to Matrix (relativ)	Alkali- beständigkeit (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

Tabelle 2.5: Eigenschaften verschiedener verstärkender Fasern [77]

2.3.3.1. Alkalibeständigkeit der NEG AR-Glasfasern [69]

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 Abb. 2.5 zeigt, sehr gering.

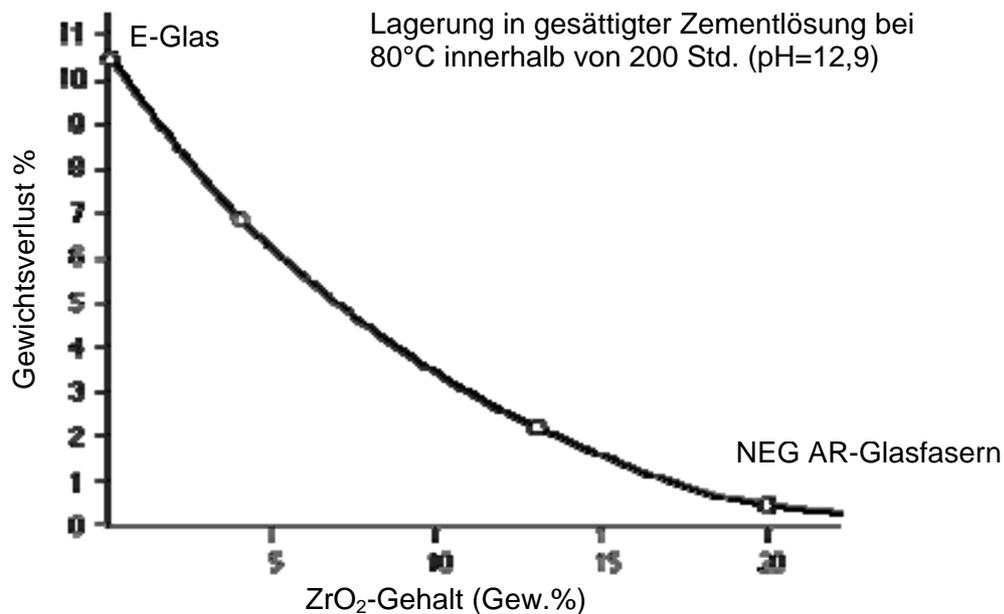
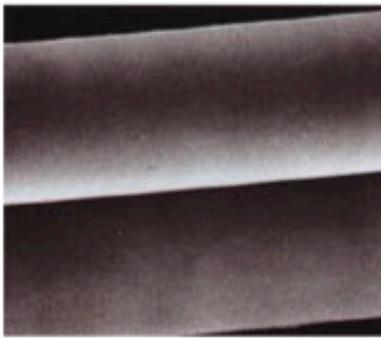
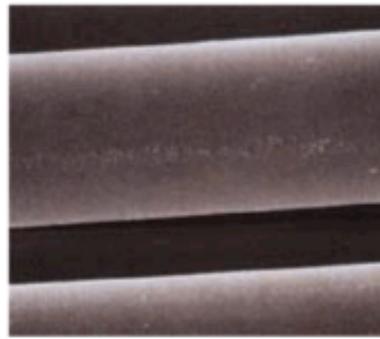


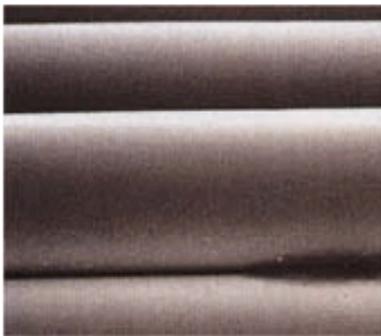
Abbildung 2.5: Alkalibeständigkeit von Glas in Abhängigkeit des Gehalts an ZrO_2 [69]

ARG Faser

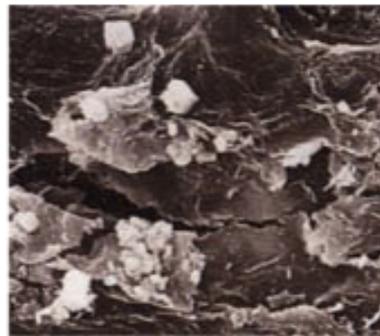
Nach der Herstellung
Zementlösung



Nach 200 Stunden bei 80°C in gesättigter

E-Glas Faser

Nach der Herstellung
Zementlösung



Nach 200 Stunden bei 80°C in gesättigter

Abbildung 2.6: 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]

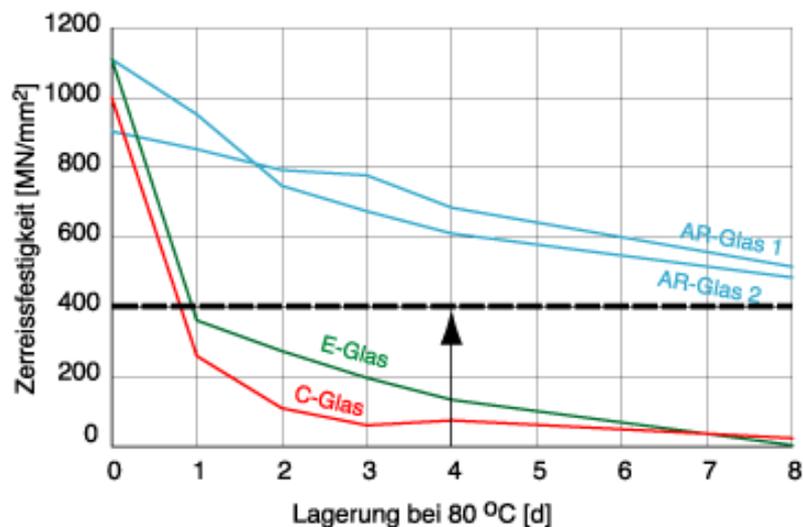


Abbildung 2.7: Festigkeitsabfall verschiedener Glasfasertypen nach einer beschleunigten Alterung [69]

2.3.4. 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].

2.4. Hinterlüftung des Fassadensystems

2.4.1. 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.“

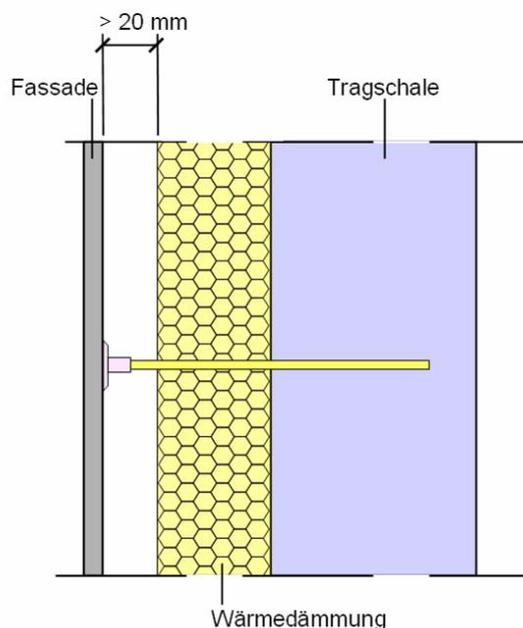


Abbildung 2.8: Die Querschnittstiefe des Hinterlüftungsraumes soll mindestens 20 Millimeter betragen.

3. Mechanische und thermische Beanspruchung sowie rechnerische Untersuchungen

3.1. Rechnerisches Modell

Als statisches System wird ein Einfeldträger gewählt, wie in Abb. 3.1 dargestellt. Die Dicke der Tragschale beträgt 0,20 m. Die Fassadendicke beträgt 0,015 m. Der Abstand zwischen der Tragschale und der Fassadenplatte misst 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.

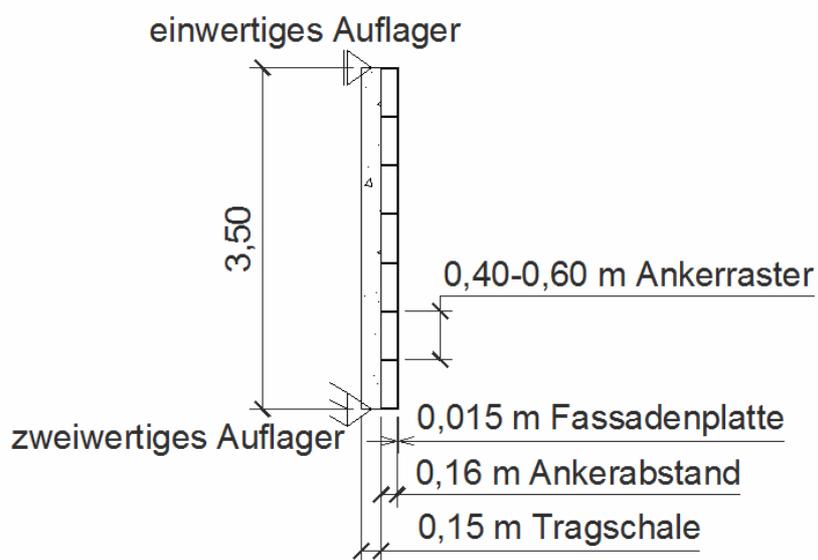


Abbildung 3.1: Lineares Auflagemodell

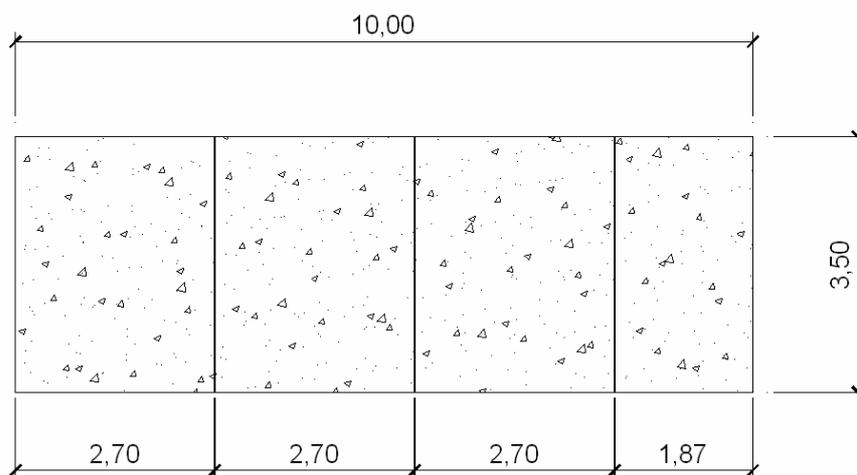


Abbildung 3.2: Die maximale Größe jeder Fassadenplatte beträgt 2,7m Breite und 3,5 m Höhe.

3.2. Anordnung des berechneten Modells

Die Anordnung des berechneten Modells ist in Abb. 3.3 und 3.4 dargestellt.

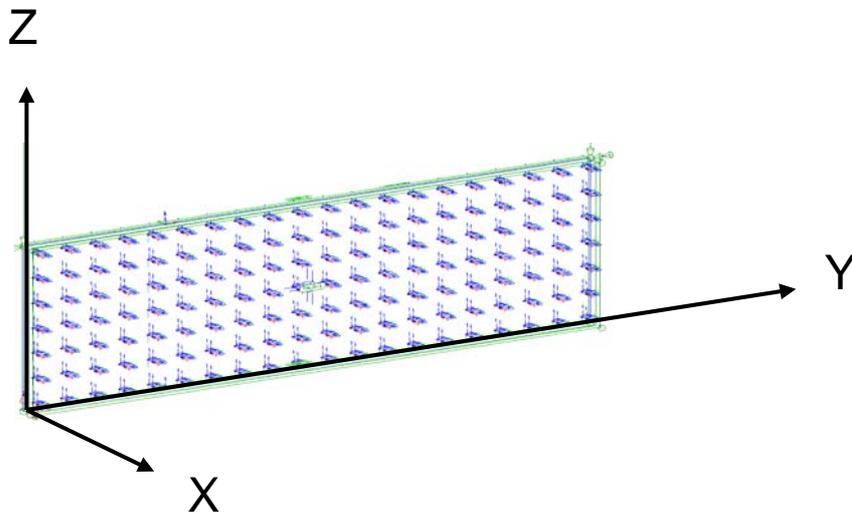


Abbildung 3.3: Achsen des berechneten Modells

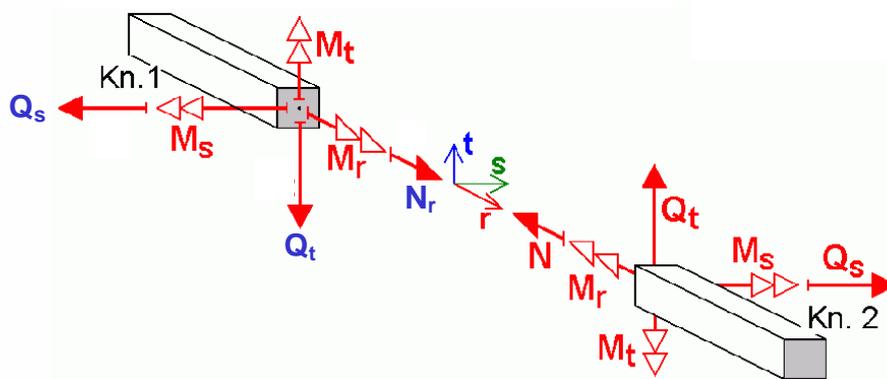


Abbildung 3.4: Schnittgrößen am GfK Anker

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
3	GfK Anker	Glasfaserkunststoff	22

Tabelle 3.1: Eigengewichte der Bauteile

3.3.2. Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte

Ungleiche Erwärmungen von Fassadenplatten führen zu zusätzlichen Spannungen. Zur Berechnung der differenziellen Erwärmung der Fassadenplatte wird das Wärmebilanzmodell und DIN 18516 [42] herangezogen.

Die Berechnung der differenziellen Erwärmung wird nachfolgend beschrieben:

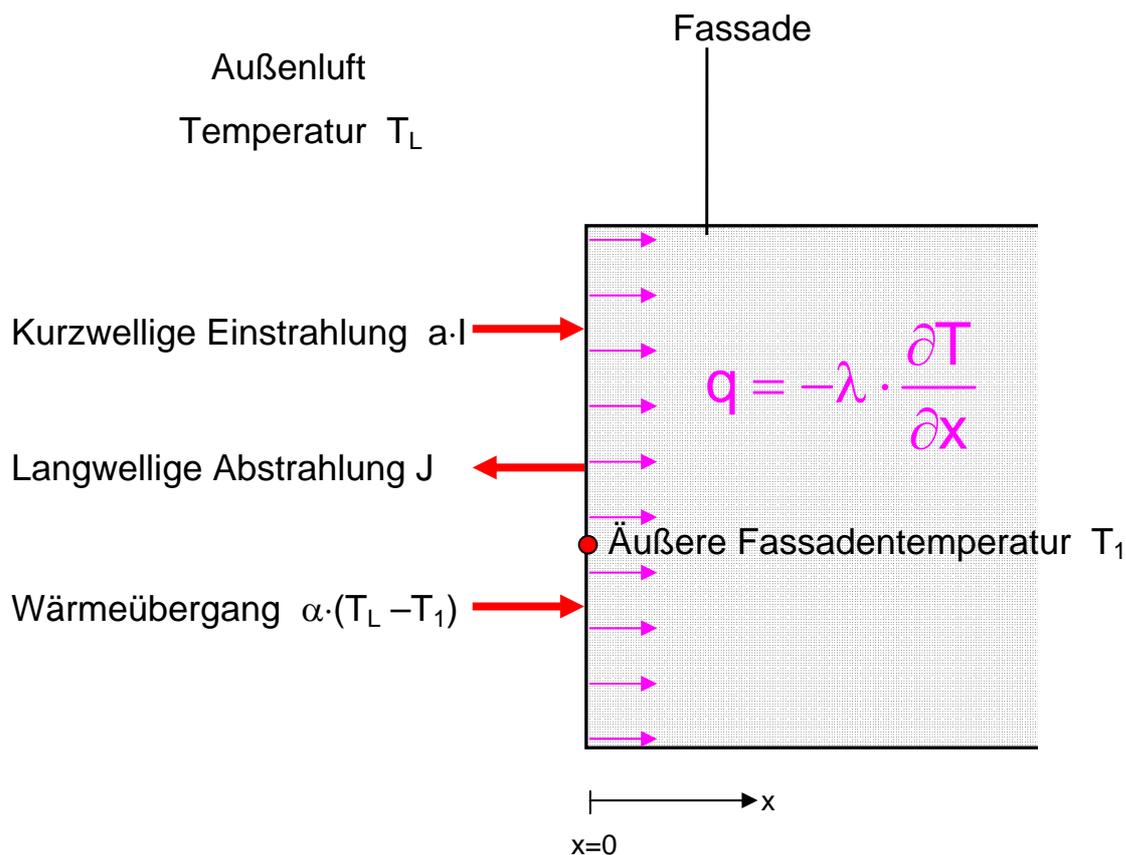


Abbildung 3.5: Wärmebilanz an der äußeren Fassadenfläche

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:

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

Solange keine genauen Messergebnisse für die einzelnen Anstrichfarben und Fassadenmaterialien vorliegen, bleibt keine andere Wahl, als Absorptionskoeffizienten aus den nachfolgenden Richtzahlen abzuschätzen [95].

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

Im ungünstigsten Fall eines schwarzen Anstrichs ist $a=0,98$.

Monat	Mittlere Trübung (hohe Diffusstrahlung)				Geringe Trübung (hohe Gesamtstrahlung)			
	T_L	Max. Strahlung auf Normalfläche			T_L	Max. Strahlung auf Normalfläche		
		I_{dir} W/m ²	I_{dif} W/m ²	I_{ges} W/m ²		I_{dir} W/m ²	I_{dif} W/m ²	I_{ges} W/m ²
Januar	3,7	591	157	748	2,7	748	123	871
Februar	4,1	663	188	851	3,1	795	152	947
März	4,6	714	209	923	3,3	860	164	1024
April	5,1	725	216	941	3,5	883	164	1047
Mai	5,3	738	211	949	3,7	883	162	1045
Juni	6,1	682	223	905	4,3	830	176	1006
Juli	6,1	670	228	898	4,3	820	180	1000
August	5,9	649	233	882	4,1	810	183	993
September	5,4	629	228	857	3,9	779	183	962
Oktober	4,2	643	189	832	3,0	800	146	946
November	3,6	598	152	750	2,9	706	129	835
Dezember	3,5	538	137	675	2,7	671	113	784

Tabelle 3.2: Trübungsfaktoren und Einstrahlung an wolkenlosen Tagen (50° geografische Breite) [94]

Anhand dieser Tabelle wurde die kurzweilige Einstrahlung $I = 1.047 \text{ W/m}^2$ für die Berechnung angesetzt.

Wegen der Vielfalt der Einflussfaktoren wählt man für vertikale Flächen als Durchschnittswert den Verlust durch langwellige Strahlung von ca. 40 – 45 W/m² [95]. Als langwellige Strahlung wird $J = 40 \text{ W/m}^2$ angesetzt.

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

Tabelle 3.3: 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

Tabelle 3.4: Mittlere Wärmeübergangszahlen für unterschiedliche Bauteile bei einer Windgeschwindigkeit von 1 m/s [97]

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

Für dichten Beton [98] beträgt

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

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 m² = $s \cdot \rho$

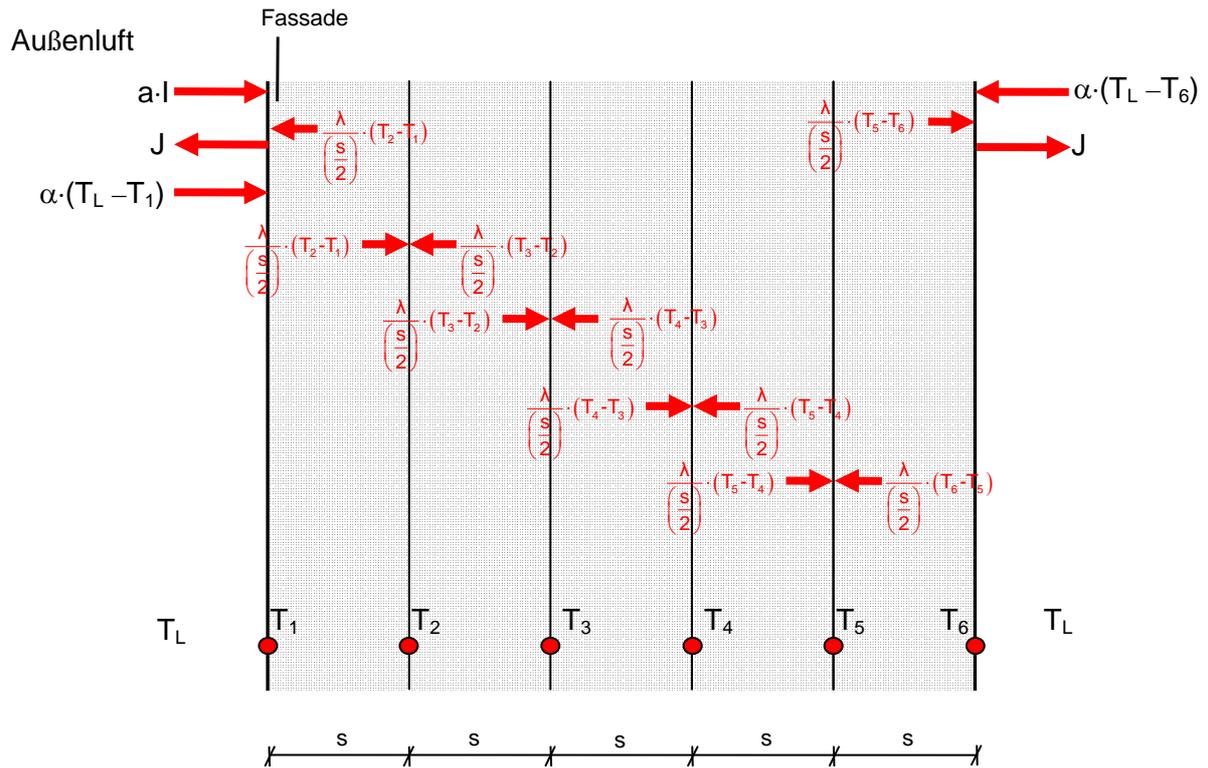


Abbildung 3.6: Wärmebilanzmodell in der Fassadenplatten

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

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

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

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

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

(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 Abb. 3.7 dargestellt.

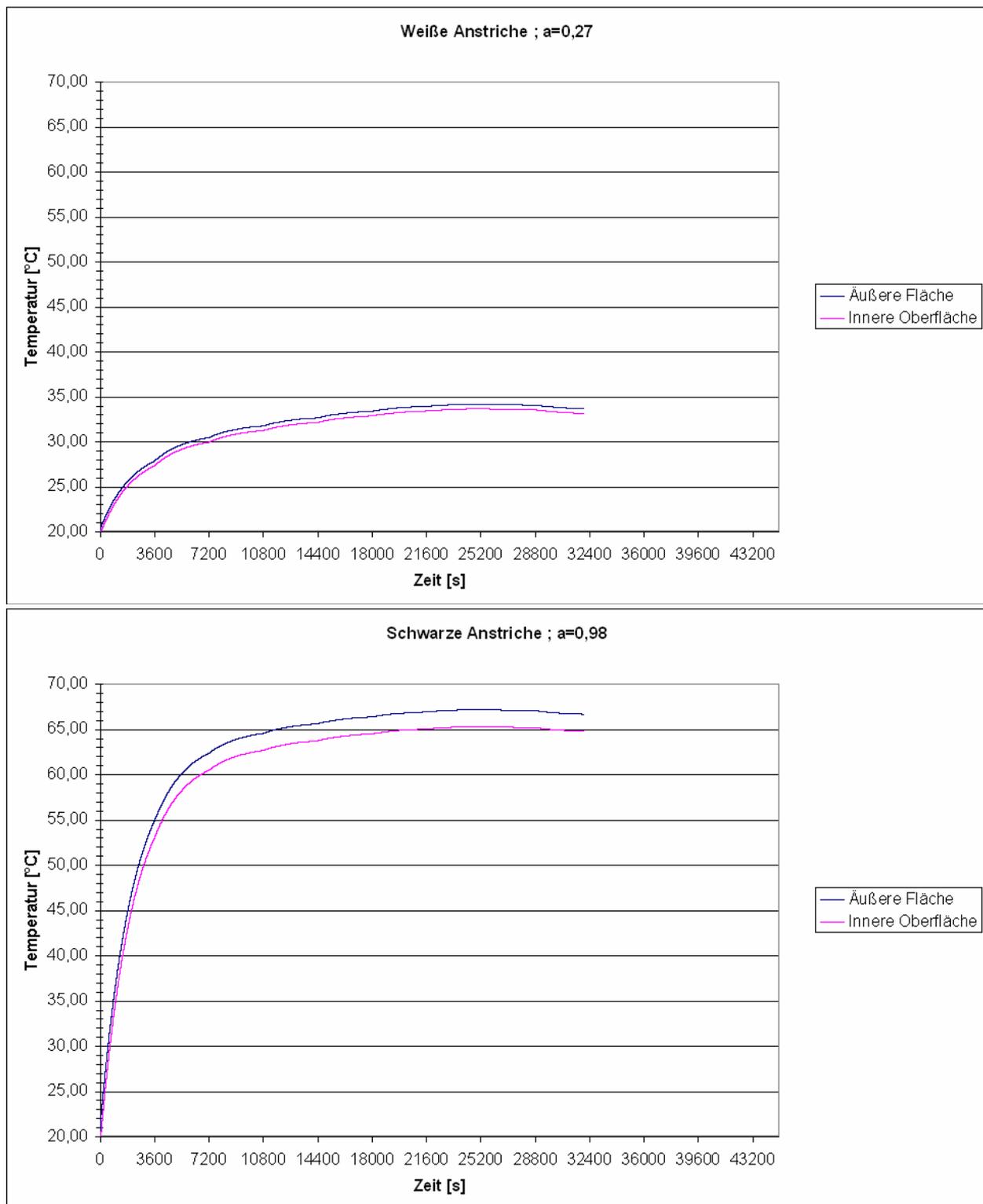


Abbildung 3.7: Temperatur an der äußeren und inneren Fassadenplatte

Die Ergebnisse zeigen, dass die maximale Temperaturdifferenz zwischen der äußeren und der inneren Fläche einer Fassadenplatte ca. 2 °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.

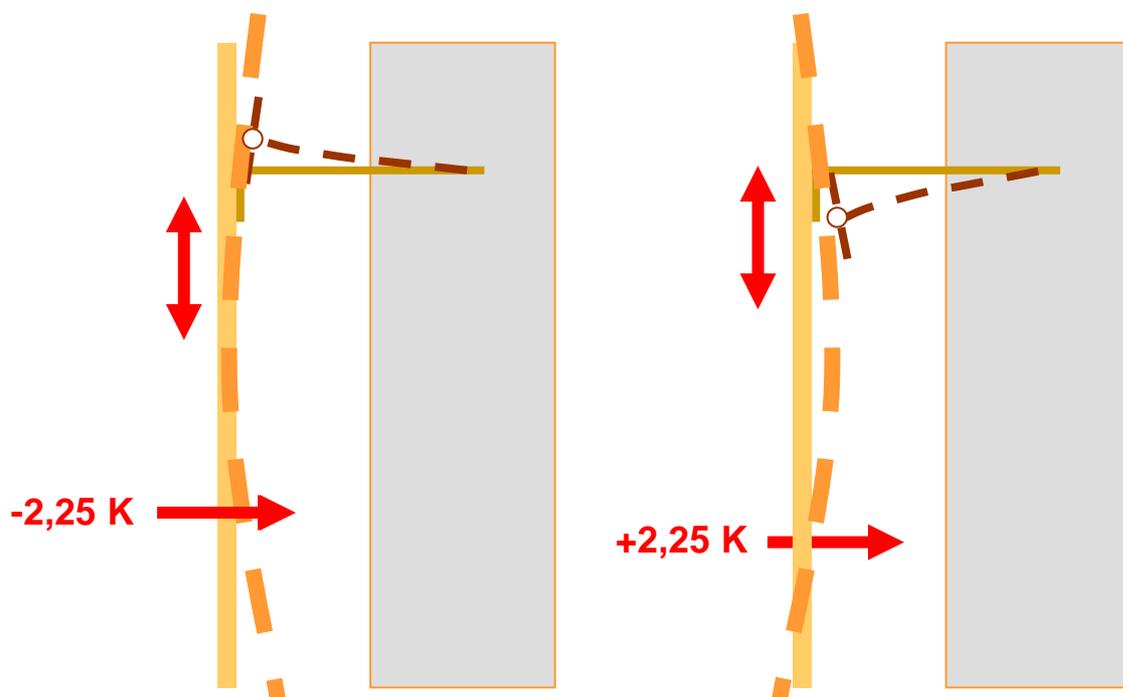


Abbildung 3.8: Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte

3.3.3. Differenzielle Erwärmung in der Tragschale

Der Temperaturverlauf in der Wand wurde anhand des eindimensionalen, stationären Wärmestrommodells berechnet. Die berechnete Temperaturdifferenz zwischen der Innenbetonoberfläche und der Außenbetonoberfläche beträgt ca. 1 °C und kann vernachlässigt werden.

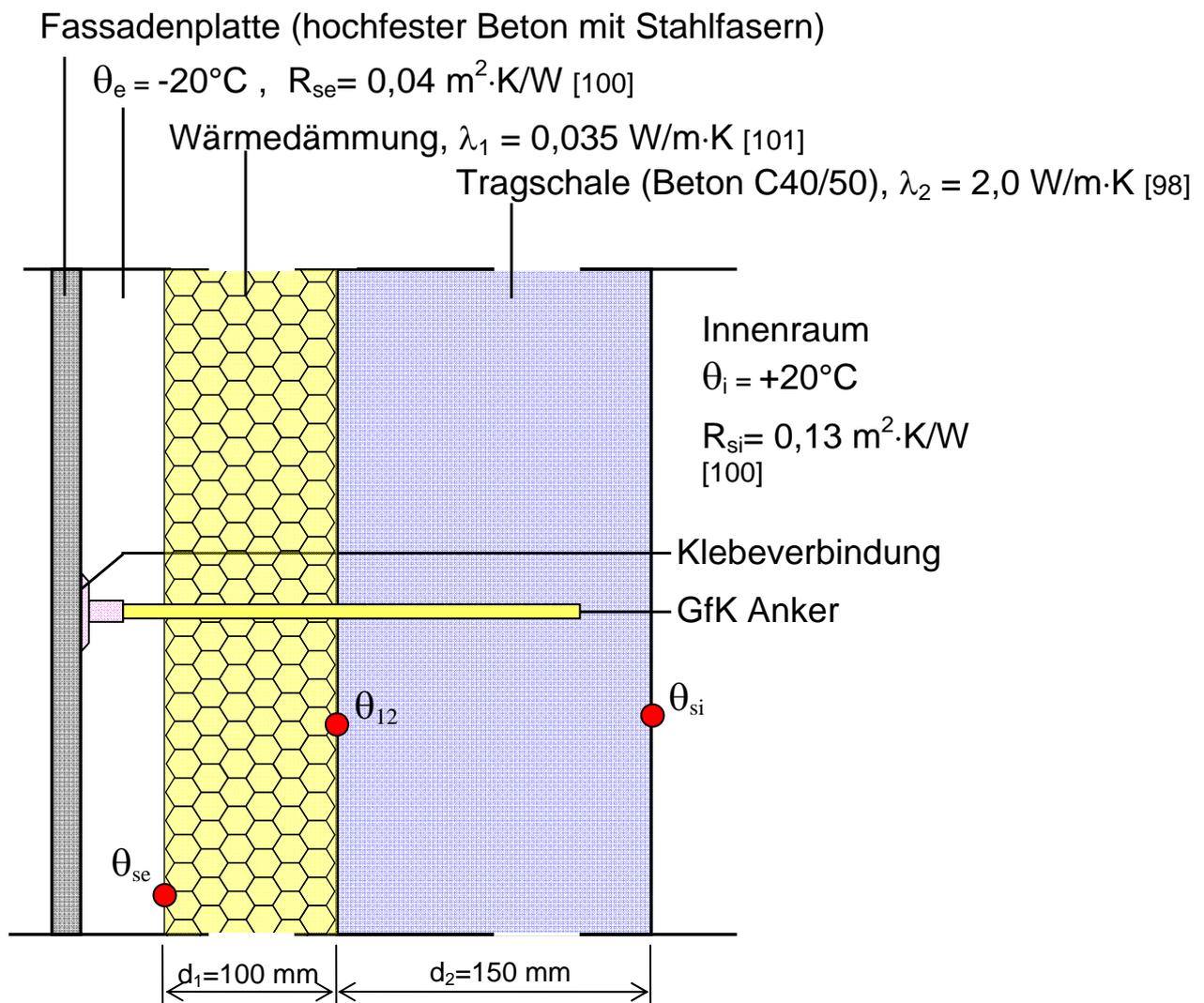


Abbildung 3.9: Berechnungsmodell der differenziellen Erwärmung in der Tragschale

Dabei ist:

d_1 = Wärmedämmungsdicke [°C]

d_2 = Betondicke [°C]

θ_i = Innentemperatur [°C]

θ_e = Außentemperatur [°C]

θ_{si} = innere Oberflächentemperatur des Bauteils [°C]

θ_{se} = äußere Oberflächentemperatur des Bauteils [°C]

θ_{12} = Temperatur der Grenzfläche zwischen dem Beton und der Wärmedämmung [°C]

λ_1 = Bemessungswärmeleitfähigkeit der Wärmedämmung $\left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$

λ_2 = Bemessungswärmeleitfähigkeit der Tragschale $\left[\frac{\text{W}}{\text{m} \cdot \text{K}} \right]$

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

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

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

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

q = 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 [m²·K/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.

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

$$Q_{12} = 17,36 \text{ °C}$$

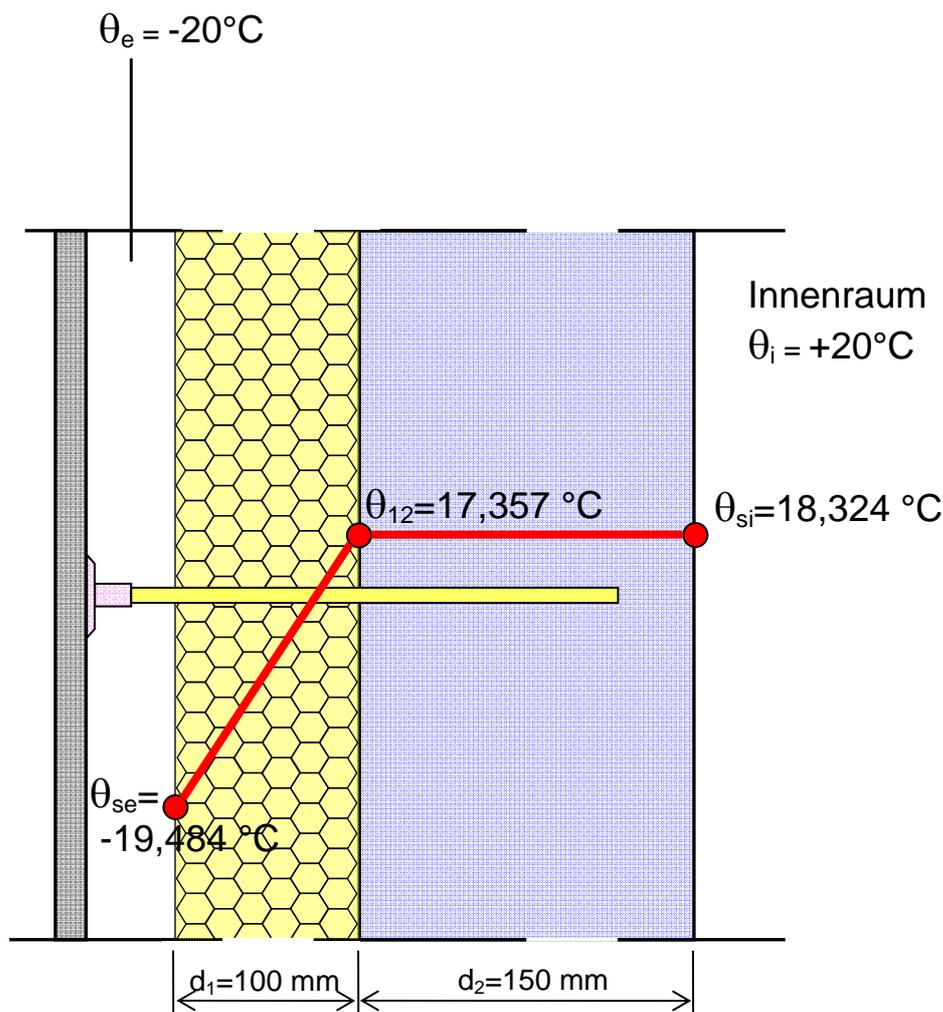


Abbildung 3.10: Temperaturverlauf in der Wand

Die Temperatur der Grenzfläche zwischen dem Beton und der Wärmedämmung beträgt $17,36 \text{ °C}$. Die Temperaturdifferenz zwischen der Innenbetonoberfläche und der Außenbetonoberfläche 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 von $+10^{\circ}\text{C}$) und den Grenztemperaturen von -20°C und $+80^{\circ}\text{C}$ zu berücksichtigen [99]. Dann ist die Schwerpunkttemperaturdifferenz $+70^{\circ}\text{C}$ zwischen der Temperatur bei der Montage von $+10^{\circ}\text{C}$ und der Grenztemperatur von $+80^{\circ}\text{C}$ maßgebend.

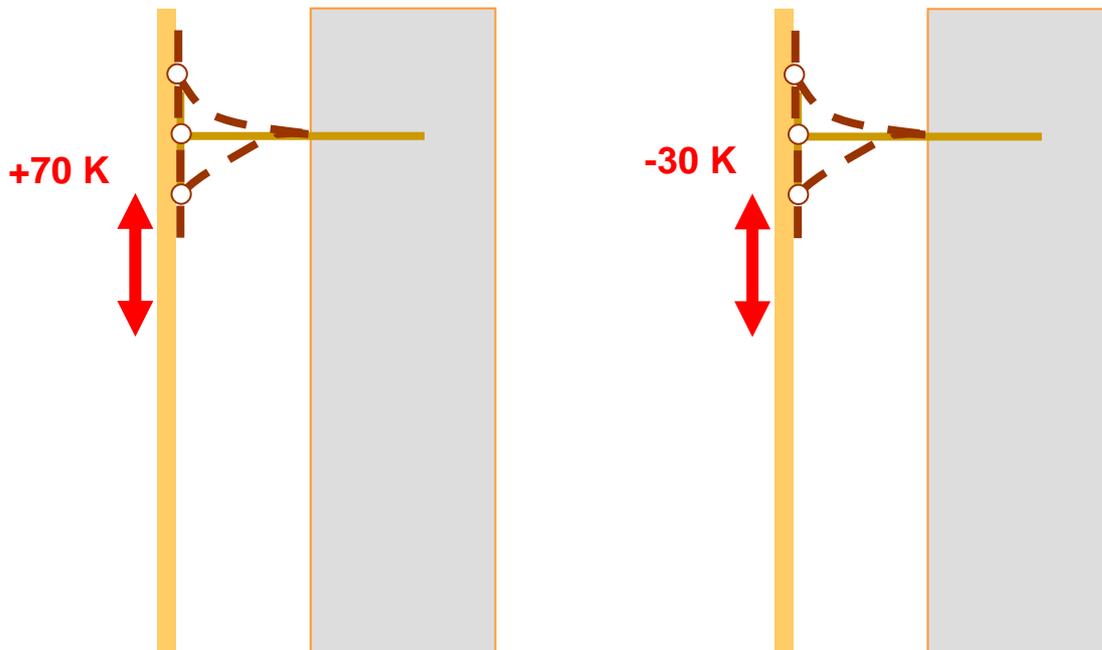


Abbildung 3.11: gleichmäßige Erwärmung

3.3.5. Schwinden

Das Gesamtschwindmaß des Normalbetons und des hochfesten Betons ist aus der folgenden Abbildung entnommen. Es wird angenommen, dass die Fassadenplatte und die Tragschale 7 Tage nach dem Tag der Betonage zusammengeklebt werden und 28 Tage nach dem Tag der Betonage angebracht werden.

Die Schwinddehnung des normalen Betons setzt sich aus den Anteilen der Schrumpfdehnung und der Trocknungsschwinddehnung zusammen und darf nach DIN1045-1 für den Zeitpunkt

$t = \infty$ berechnet werden:

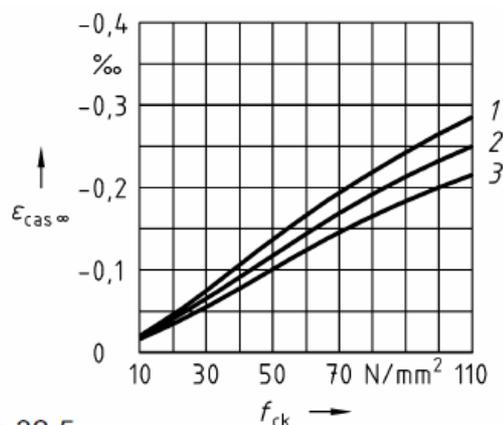
$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{cas\infty} + \varepsilon_{cds\infty}$$

Dabei ist

$\varepsilon_{cs\infty}$ = die Schwinddehnung des Betons zum Zeitpunkt $t = \infty$

$\varepsilon_{cas\infty}$ = die Schrumpfdehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Abb. 3.13

$\varepsilon_{cds\infty}$ = die Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt $t = \infty$ nach Abb. 3.14

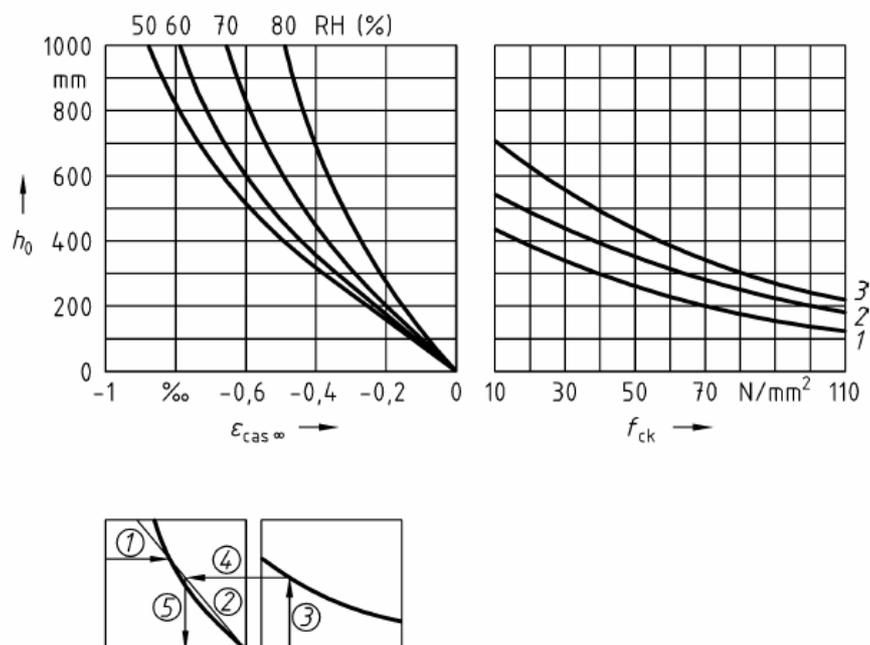


Legende

- 1 Festigkeitsklasse des Zements 32,5
- 2 Festigkeitsklasse des Zements 32,5R; 42,5
- 3 Festigkeitsklasse des Zements 42,5R; 52,5

Abbildung 3.12: Schrumpfdehnung $\varepsilon_{cas\infty}$ zum Zeitpunkt $t = \infty$ für Normalbeton [87]

Für den Beton C40/50 kann man aus der Abb. 3.13 abschätzen, dass die Schrumpfdehnung $\varepsilon_{cas\infty}$ ca. -0,1 mm/m beträgt.



- 1 Festigkeitsklasse des Zements 32,5
- 2 Festigkeitsklasse des Zements 32,5R; 42,5
- 3 Festigkeitsklasse des Zements 42,5R; 52,5

Abbildung 3.13: Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cds\infty}$ zum Zeitpunkt $t = \infty$ für Normalbeton. [87]

Für den Beton C40/50 kann man aus der Abb. 3.14 abschätzen, dass die Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cds\infty}$ ca. -0,55 mm/m beträgt. Dann misst der Endwert der Schwinddehnung $\epsilon_{cs\infty}$ des C40/50 Betons C40/50 : $(-0,10) + (-0,55) = -0,65$ mm/m.

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]
Fassadenplatte	Ultrahochfester Beton	-0,75 [85]	-0,95 [85]	-0,10 [88]

Tabelle 3.5: Schwinddehnung der Betonen

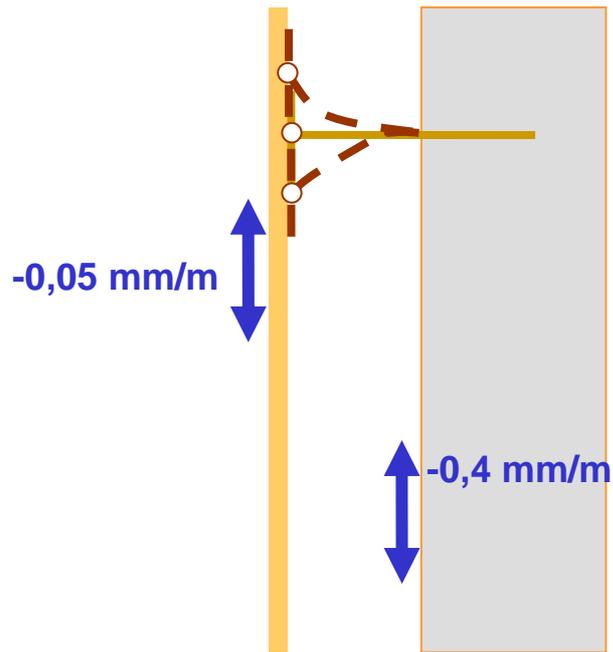


Abbildung 3.14: Schwinden des hochfesten Betons und des normalen Betons nach der Installation

3.3.6. Exzentrizität und Herstelltoleranz

Die Exzentrizität und Herstelltoleranz werden bei einer Last von 75 kN/m und 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. Durch den Abstand der Anker lässt sich ein Verbeulen oder Brechen der Fassadenplatte vermeiden.

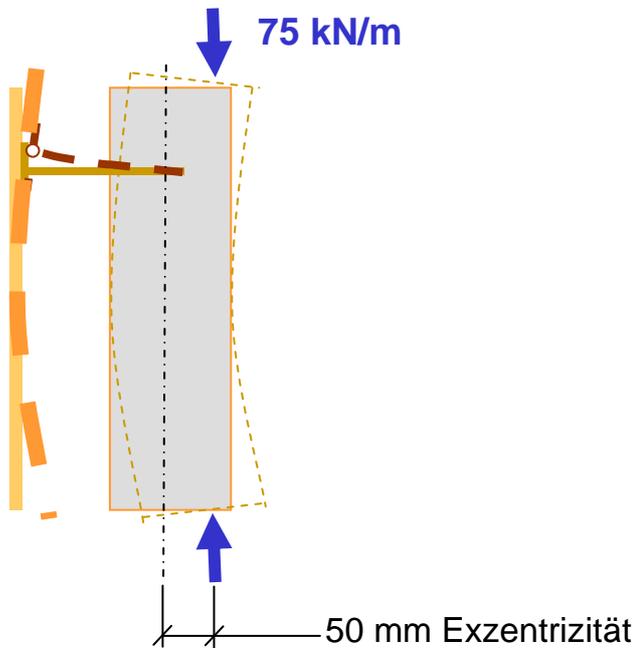


Abbildung 3.15: Exzentrizität und Herstelltoleranz

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

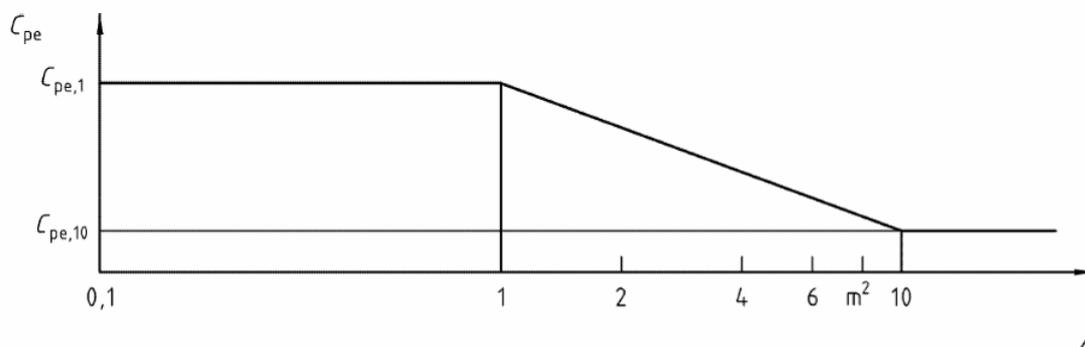
c_{pe} = der aerodynamische Beiwert für den Außendruck nach Abschnitt 12 in DIN 1055-4;

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

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

c_{pe} ist wie folgt festgelegt:

$$c_{pe} = \begin{cases} c_{pe,1} & A < 1 \text{ m}^2 \\ c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \times \lg A & \text{für } 1 \text{ m}^2 < A \leq 10 \text{ m}^2 \\ c_{pe,10} & A > 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$



Der c_{pe} Wert kann aus der Tabelle 3, der DIN 1055-4 [86] abgelesen werden.

Bereich	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
≥ 5	-1,4	-1,7	-0,8	-1,1	-0,5	-0,7	-0,8	+1,0	-0,5	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		-0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		-0,7	+1,0	-0,3	-0,5

Für einzeln in offenem Gelände stehende Gebäude können im Sogbereich auch größere Sogkräfte auftreten.
Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.
Für Gebäude mit $h/d > 5$ ist die Gesamtwindlast anhand der Kraftbeiwerte aus 12.4 bis 12.6 und 12.7.1 zu ermitteln.

Tabelle 3.6: Außendruckbeiwerte für vertikale Wände rechteckiger Gebäude

Der maximale Druckbeiwert $c_{pe,1} = -1,7$ („-“ = Windsog) wird für diese Berechnung ausgewählt.

In diesem Projekt wird das allgemeine Fassadensystem nur für Gebäude, die nicht höher als 25 m sind und die in Windzone 1 liegen, berechnet.

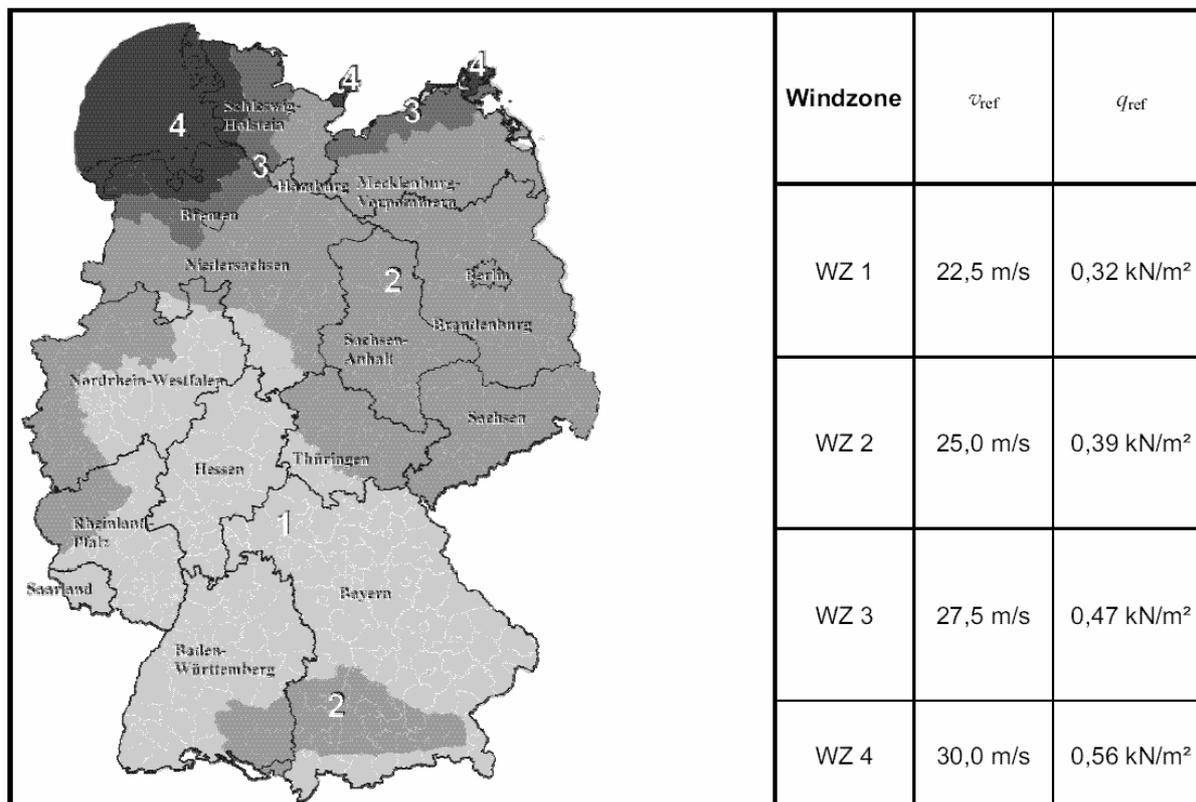


Abbildung 3.16: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland [103]

Windzone		Geschwindigkeitsdruck q in kN/m ² bei einer Gebäudehöhe h in den Grenzen von		
		$h \leq 10$ m	10 m $< h \leq 18$ m	18 m $< h \leq 25$ m
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	–	–

Tabelle 3.7: Vereinfachte Geschwindigkeitsdrücke für Bauwerke bis 25 m Höhe

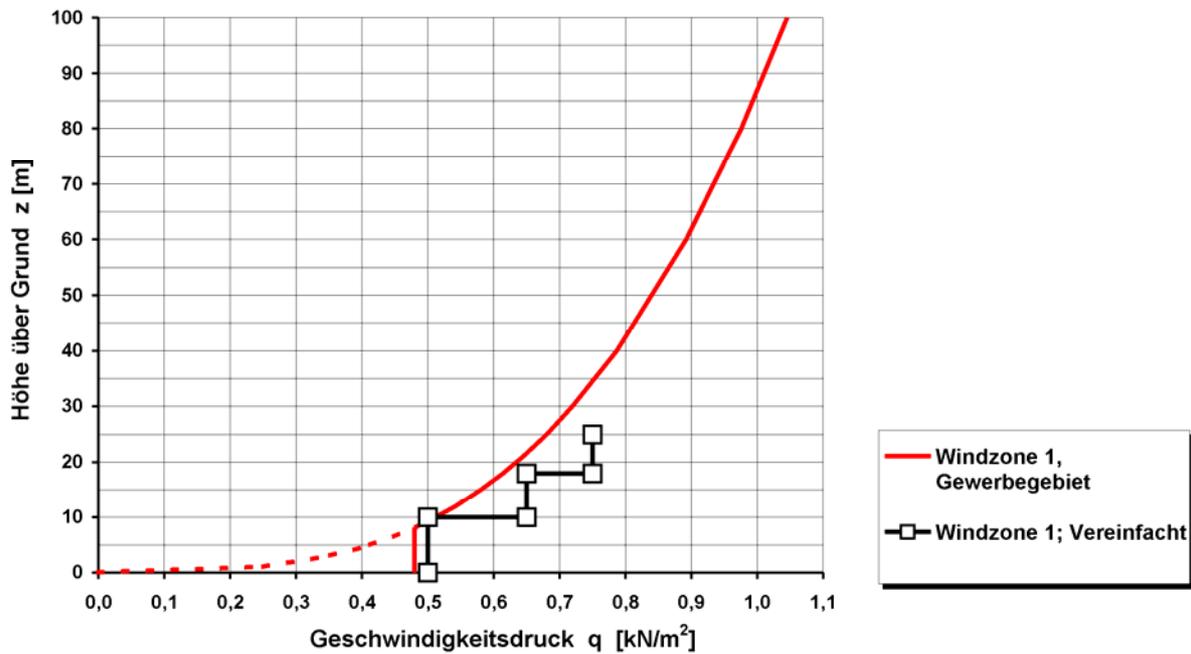


Abbildung 3.17: Windprofil nach DIN 1055-4: Verteilung des Winddrucks über eine Höhe bis 100 m [104]

Infolge der Abb.1 ergibt sich der Geschwindigkeitsdruck q , für die Berechnung, zu mindestens $0,75 \text{ kN/m}^2$, wenn die Höhe der Gebäude 25 m beträgt.

Somit ist der maximale Winddruck:

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

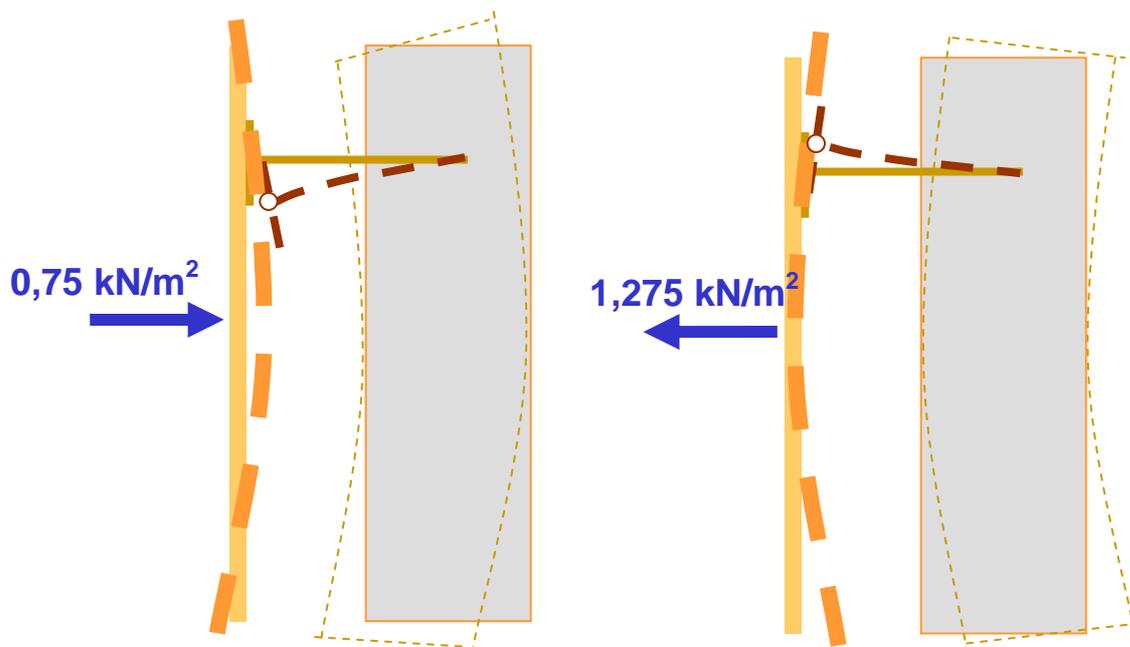


Abbildung 3.18: charakteristischer Winddruck und Windsog

3.3.8. Zwängungen

Zwängungen in einer Fassadenkonstruktion entstehen durch die Behinderung der freien Verformung. Die Zwängungen bei den Auflagern sind in der Berechnung enthalten.

3.3.9. Eigenspannungen in der Fassadenplatte

Eigenspannungen sind mechanische Spannungen, die in einem Körper herrschen und sich im thermischen Gleichgewicht befinden, unabhängig davon, ob äußeren Kräfte angreifen. Die Eigenspannung entsteht durch die nichtlineare Temperaturverteilung in der Fassadenplatte. Die berechneten Zug- und Druckeigenspannungen betragen 0,07 und 0,13 N/mm². Die Eigenspannungen in der Fassadenplatte sind sehr gering und können vernachlässigt werden.

Das Model der Fassadenplatte hat 5 Lagen und wird ab 9:00 Uhr berechnet. Die Sonne scheint von der Außenseite auf die Fassade. In der ersten Periode sind die Temperaturverteilungen nichtlinear. Nach den ersten 30 Minuten sind die Temperaturverteilungen jedoch praktisch linear.

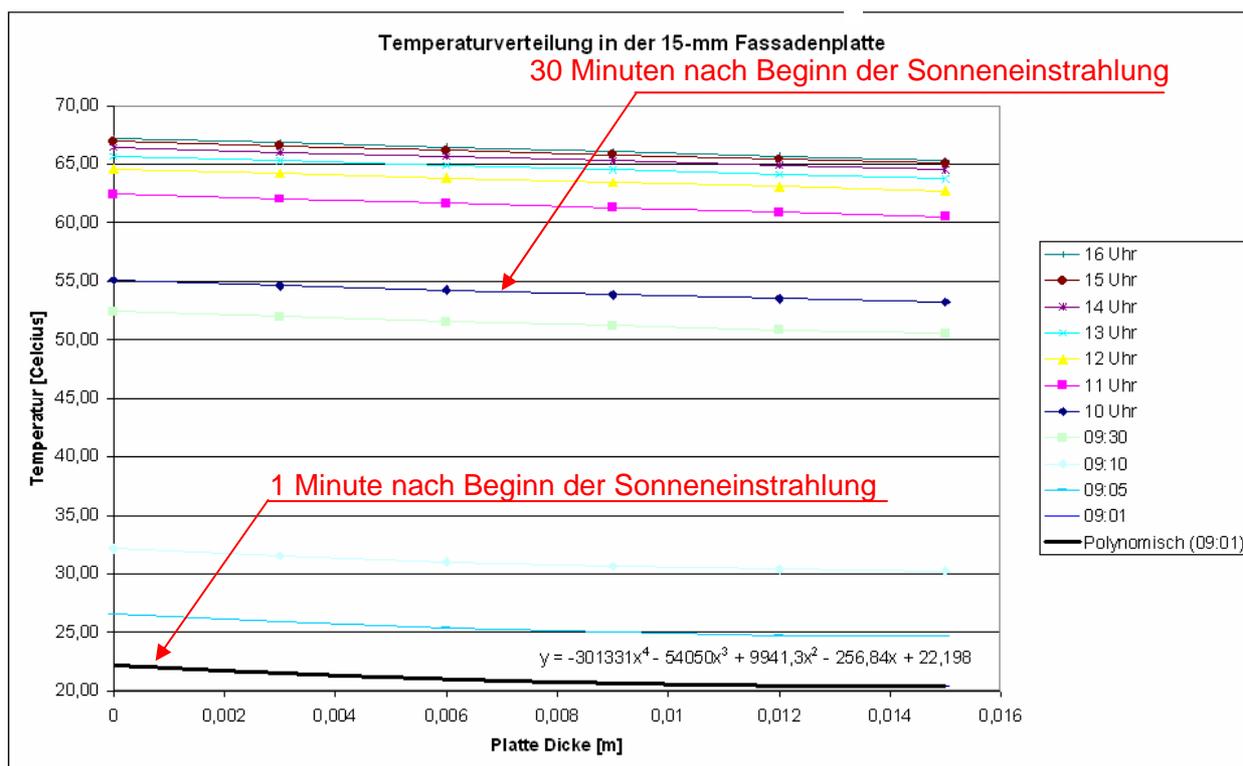


Abbildung 3.19: Temperaturverteilung in der 15 mm Fassadenplatte

Die Eigenspannung in der Fassadenplatte wird aus der Temperaturverteilung ab 9:01 Uhr mit 20 Lagen berechnet. Die maximale Druckspannung am Rand beträgt -0,13 N/mm² und die maximale Druckspannung in der Mitte beträgt +0,07 N/mm².

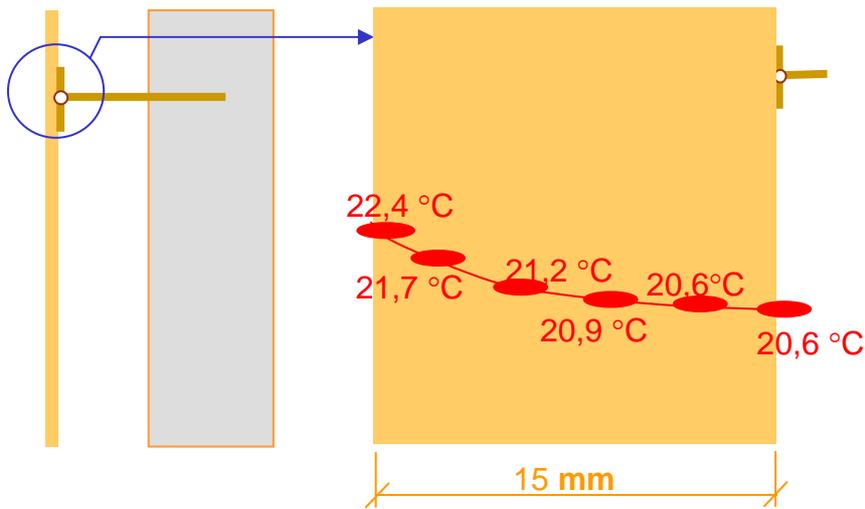


Abbildung 3.20: Nichtlineare Temperaturverteilung in der 15 mm Fassadenplatte

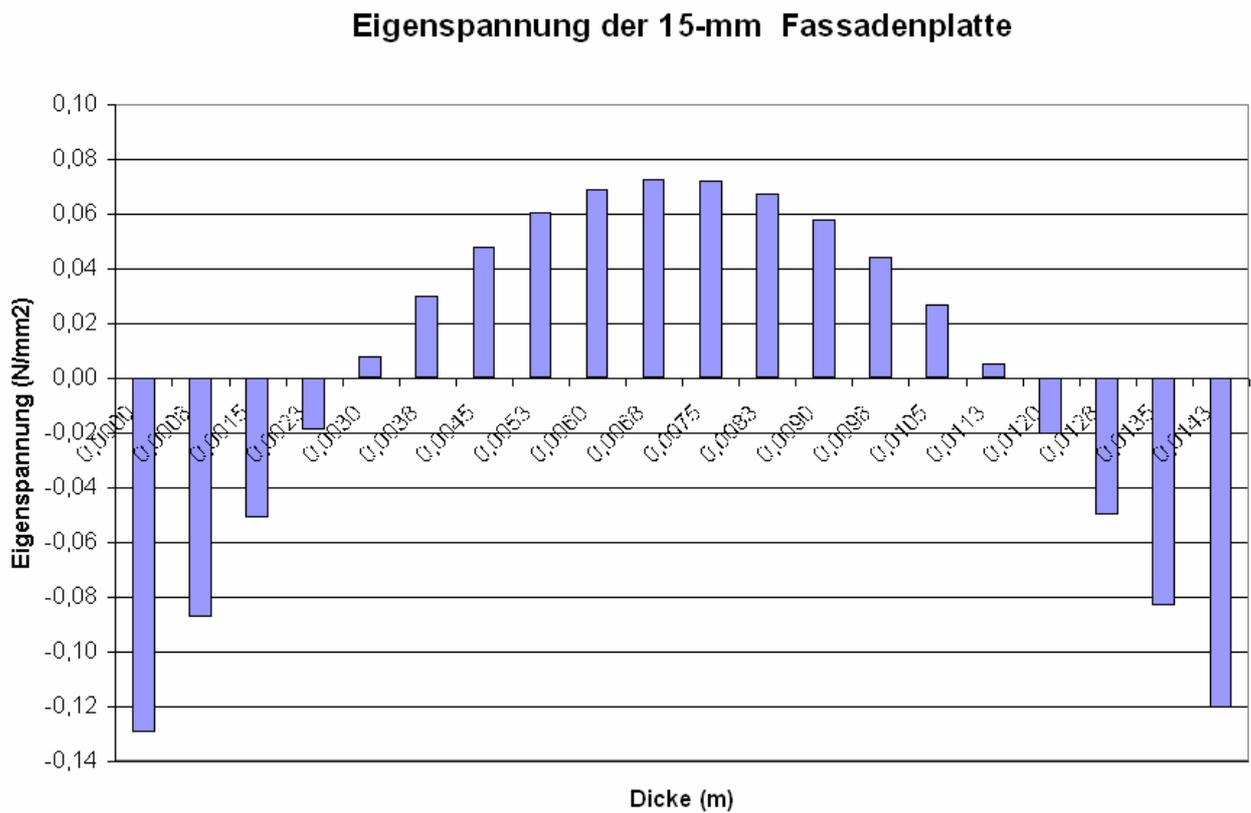


Abbildung 3.21: Eigenspannung in der 15 mm Fassadenplatte

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 Model des Fassadensystems aus Kapitel 3.1 wird einmal mit einem Anker ohne Gelenk und einmal mit einem Anker mit Gelenk berechnet.

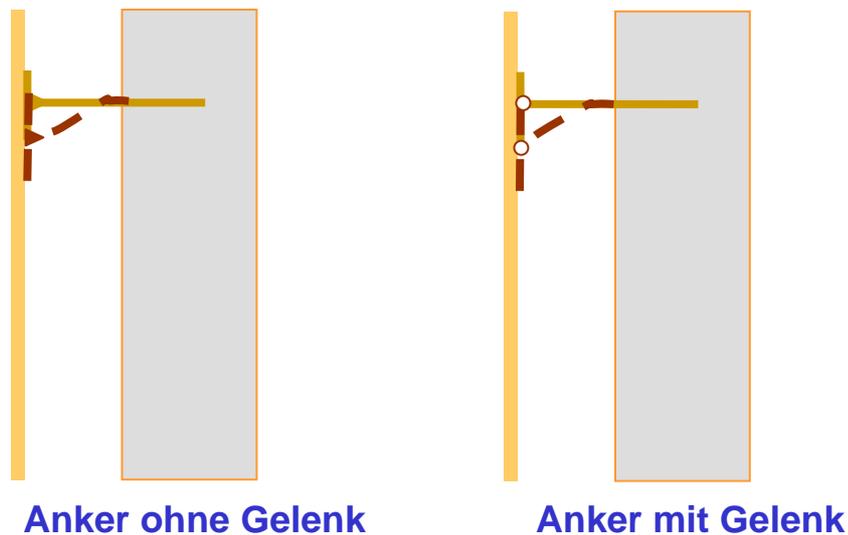


Abbildung 3.22: Schematische Darstellung der Ankerverformung beim Anker mit und ohne Gelenk

Die Materialeigenschaften und Größen für ein FE Programm sind aus Tabelle 3.8 entnommen.

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

Tabelle 3.8: Materialeigenschaften für das FE Programm

3.4.1. Lastfälle

Die mechanische und thermische Beanspruchung aus Kapitel 3.3 sind als Verformungen der Lastfälle 1 bis 9 im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit in Tabelle 3.9 dargestellt.

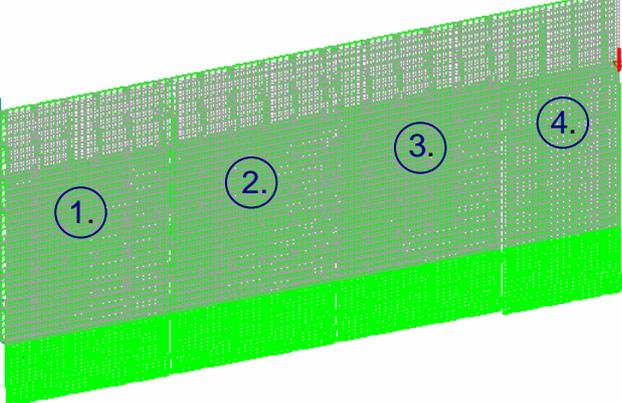
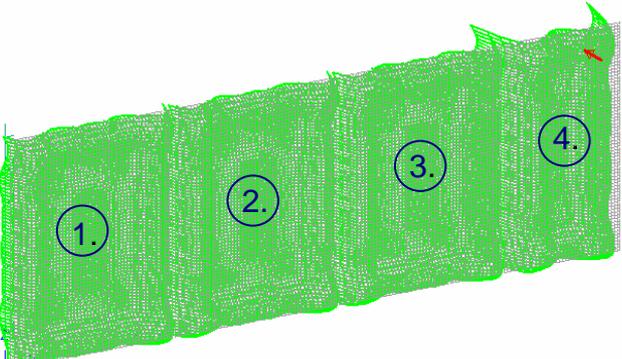
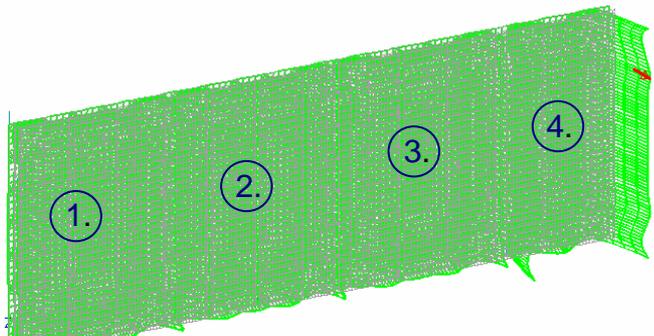
Lastfälle	Beschreibung	Verformungen
1	Eigengewicht	
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte -2,25 K	
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatte +2,25 K	

Tabelle 3.9: Zeichnung 1-3:

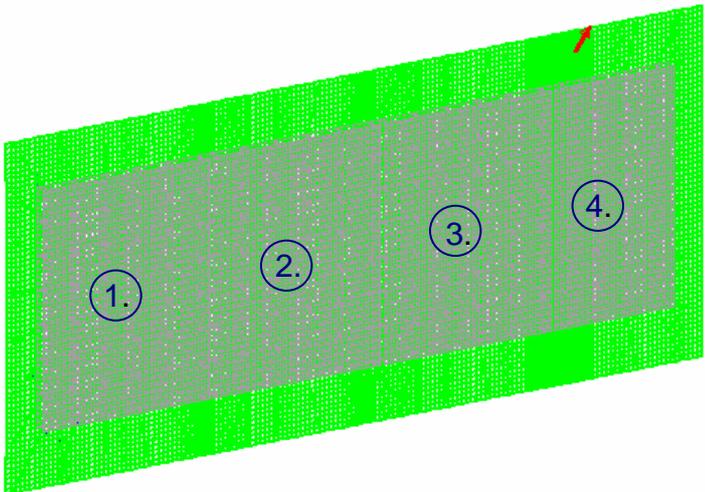
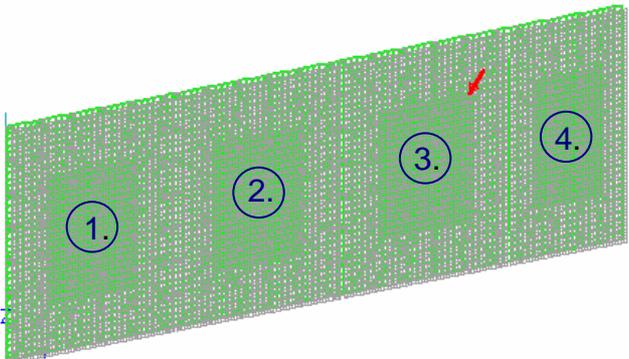
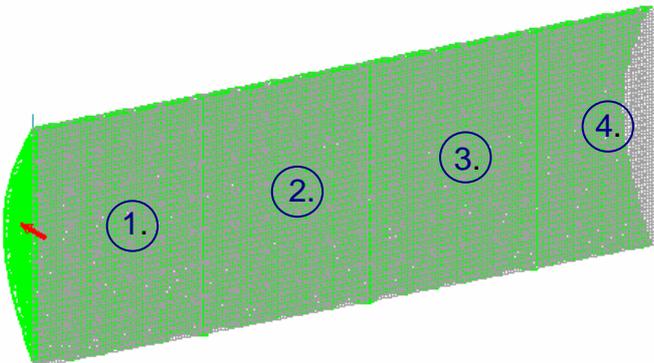
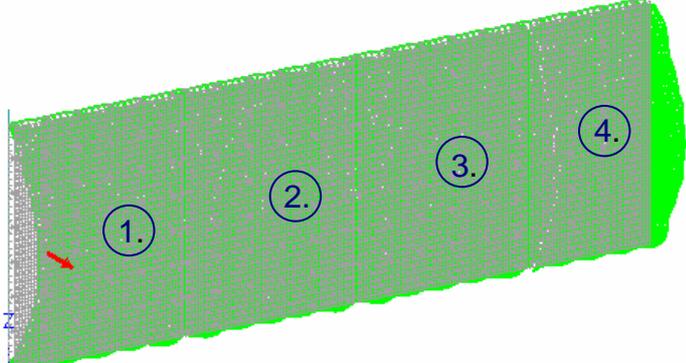
<p>4</p>	<p>Gleichmäßige Erwärmung +70 K</p>	
<p>5</p>	<p>Gleichmäßige Erwärmung -30 K</p>	
<p>6</p>	<p>Winddruck 0,75 kN/m²</p>	
<p>7</p>	<p>Windsog 1,275 kN/m²</p>	

Tabelle 3.9: Zeichnung 4 – 7:

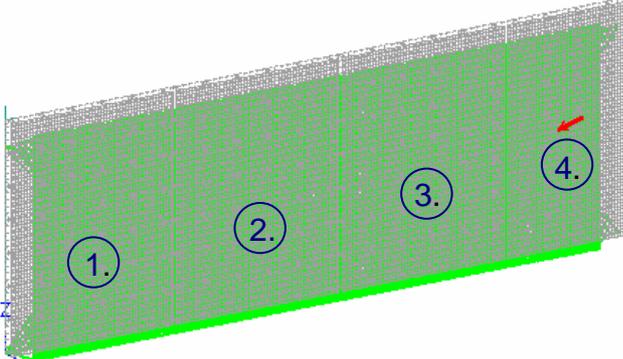
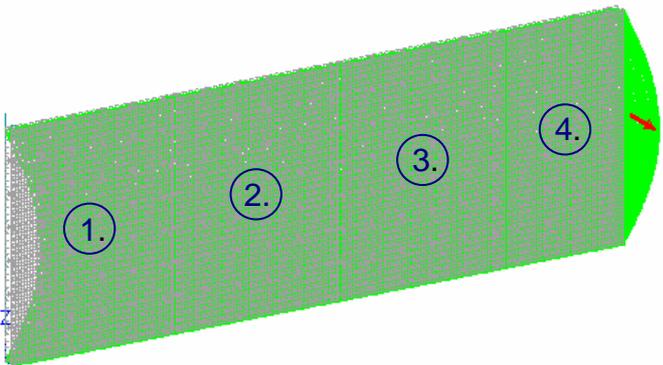
8	Schwinden	
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	

Tabelle 3.9: Lastfälle und überhöhte Verformungen (Die 4. Fassadenplatte hat den größeren Randabstand.)

Nur die Ergebnisse des optimalen Ankerrasters von je 500 x 500 mm werden angezeigt. Das kleinere Ankerraster wäre auf Grund der vielen zu klebenden Punkte nicht wirtschaftlich und das Ankerraster von je 600 x 600 mm ergibt eine sehr hohe vertikale Verformung von 2,9 mm. Die Ausrichtung der Verformungen U_x , U_y und U_z sowie die Ausrichtung der Ankerschnittgrößen N_r , Q_s und Q_t sind in Abb. 3.3 - 3.4 dargestellt.

3.4.2. Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung mit dem Anker ohne Gelenk

Die Ergebnisse des Fassadensystemmodells aus Kapitel 3.1 mit dem Anker ohne Gelenk sind in den Tabellen 3.10 – 3.11 aufgelistet.

Lastfälle	Beschreibung	Verformungen der Fassadenplatte		
		U_x [mm]	U_y [mm]	U_z [mm]
1	Eigengewicht	0	0	-0,5
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	0,1	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	0,4	0	0
8	Schwinden	0	-0,6	-0,4
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,2	0	0

Tabelle 3.10: Verformungen, der Fassadenplatte mit dem Anker ohne Gelenk, von jedem Lastfall

Lastfälle	Beschreibung	Randspannungen in der Fassadenplatte [N/mm ²]	Schnittgrößen im Anker		
			N_r [kN]	Q_s [kN]	Q_t [kN]
1	Eigengewicht	1,35	0,02	0	0,08
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatten - 2,25 K	0,88	-0,03	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatten +2,25 K	0,88	-0,06	0	0
4	Gleichmäßige Erwärmung +70 K	4,46	-0,07	0,14	0,19
5	Gleichmäßige Erwärmung -30 K	1,91	-0,03	0,06	0,08
6	Winddruck 0,75 kN/m ²	0,93	-0,23	0	0
7	Windsog 1,275 kN/m ²	1,58	0,39	0	0,01
8	Schwinden	0,80	0,02	0,10	0,05
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,09	0	0	0,01

Tabelle 3.11: Randspannungen in der Fassadenplatte und Schnittgrößen im Anker ohne Gelenk, von jedem Lastfall

Die Randspannung $4,46 \text{ N/mm}^2$ aus Lastfall 4, Tabelle 3.13 ist sehr groß im Vergleich zum Bemessungswert der Biegezugspannung für den verwendeten Beton. Das heißt, dass der Anker ohne Gelenk nicht für das geklebte Fassadensystem verwendet werden kann.

3.4.3. Ergebnisse der rechnerischen Untersuchung mit einem Anker mit Gelenk

Die Ergebnisse des Fassadensystemmodells aus Kapitel 3.1 mit dem Anker mit Gelenk sind in den Tabellen 3.12 – 3.13 dargestellt.

Lastfälle	Beschreibung	Verformungen der Fassadenplatte		
		U_x [mm]	U_y [mm]	U_z [mm]
1	Eigengewicht	0	0	-1,2
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatten - 2,25 K	-0,1	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatten +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	-0,5	-0,9
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,2	0	0

Tabelle 3.12: Verformungen, der Fassadenplatte mit dem Anker mit Gelenk, von jedem Lastfall

Lastfällen	Beschreibung	Randspannungen in der Fassadenplatte [N/mm ²]	Schnittgrößen im Anker		
			N_r [kN]	Q_s [kN]	Q_t [kN]
1	Eigengewicht	0,42	0,01	0	0,09
2	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatten - 2,25 K	1,22	0,07	0	0
3	Differenzielle Erwärmung in der Fassadenplatten +2,25 K	1,22	0,07	0	0
4	Gleichmäßige Erwärmung +70 K	0,33	0	0,04	0,05
5	Gleichmäßige Erwärmung -30 K	0,14	0	0,03	0,02
6	Winddruck 0,75 kN/m ²	1,41	-0,22	0	0
7	Windsog 1,275 kN/m ²	2,40	0,37	0	0
8	Schwinden	0,23	0	0,05	0,03
9	Exzentrizität und Herstelltoleranz	0,17	0,01	0	0

Tabelle 3.13: Randspannungen in der Fassadenplatte und Schnittgrößen im Anker mit Gelenk, von jedem Lastfall

Die Ergebnisse zeigen, dass im Fassadensystem mit dem Anker mit Gelenk, kleinere Randspannungen in den Fassadenplatten entstehen, als die Werte in Tabelle 3.11 ergeben. Das Gelenk ist also für die Machbarkeit der Fassadenkonstruktion maßgebend und muss technisch realisiert werden.

3.4.4. Bemessungswert der Einwirkung

Das Fassadensystem kann nur 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. Der Bemessungswert der Einwirkung, E_d , errechnet sich aus den Einwirkungskombinationen und den dazugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten aus DIN 1055 -100 [105] und ist in Abb. 3.24 dargestellt. Die Fassadenplatte ist 15 mm dick und besteht aus hochfestem Beton mit Stahlfasern.

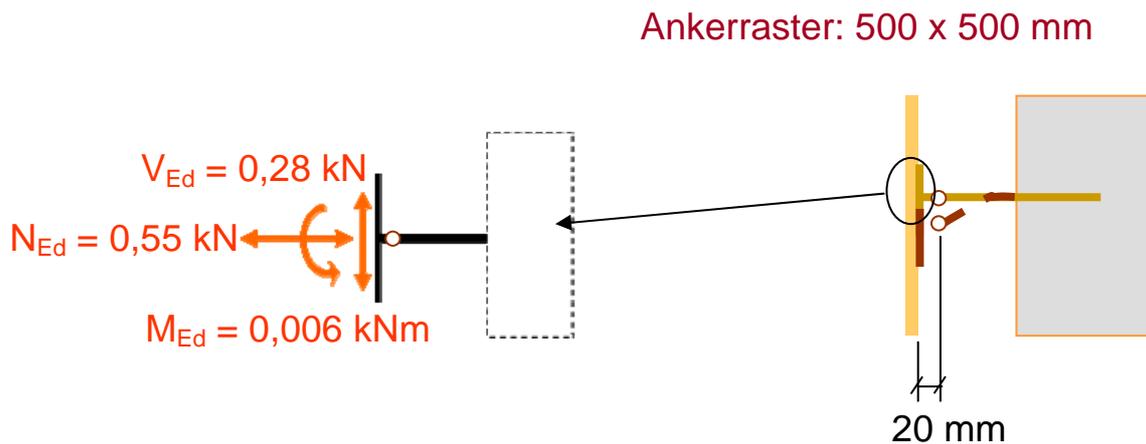


Abbildung 3.23: Bemessungswert der Einwirkung am Klebstoff

Am Klebstoff ergeben sich die folgenden Bemessungswerte der Einwirkungen:

Scherkraft, $V_{Ed} = 0,28 \text{ kN}$,

Normalkraft, $N_{Ed} = 0,55 \text{ kN}$,

Biegemoment, $M_{Ed} = 0,006 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

In der Fassadenplatte beträgt die

Biegezugspannung = $4,15 \text{ N/mm}^2$.

Im GfK Anker :

Biegemoment, $M_{Ed} = 0,039 \text{ kN}\cdot\text{m}$,

Biegespannung, $\sigma = 229 \text{ N/mm}^2$.

4. Experimentelle Klebuntersuchungen

4.1. Wissenschaftlich-technische und wirtschaftliche Problemstellung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens soll die wissenschaftliche Grundlage für die Befestigung von 10-20 mm dicken hinterlüfteten Fassadenplatten aus Hochleistungsbeton gelegt werden. Vorgesehen ist eine Befestigung mittels einer innovativen Klebeverbindung bestehend aus glasfaserverstärkten Kunststoffstäben (GfK).

Ziel des Projektes im Teilprojekt AWOK ist dabei die Entwicklung einer klebtechnischen Verbindung zwischen GfK-Halter und Fassadenplatte, welche die systemspezifischen Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit, Dauerhaftigkeit, Toleranzausgleich erfüllt.

4.2. Geplante Arbeitsschritte und erzielte Projektergebnisse

4.2.1. Versuche zur Materialauswahl

4.2.1.1. Auswahl eines Klebstoffsystems

Zu Beginn der experimentellen Arbeiten wurde ein Spektrum grundsätzlich in Frage kommender Klebstoffsysteme mit unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften in Zusammenarbeit mit den Mitgliedern der projektbegleitenden Firma Sika Technology AG Zürich ausgewählt. Dabei wurden fünf verschiedene, kommerziell verfügbare Klebstoffe ausgesucht, welche die verschiedensten Anwendungsbereiche im Bauwesen abdecken. Bei der Auswahl der Klebstoffe wurde darauf geachtet, dass diese in der Lage sind, die entscheidenden Anforderungen hinsichtlich des Verarbeitungs- und Alterungsverhaltens sowie der Beständigkeit gegen Feuchtigkeit, UV-Belastung, Wärme und Wechselklima grundsätzlich zu erfüllen.

Zum Einsatz kommen nach der Vorauswahl ein 1K-Polyurethanklebstoffsystem mit hoher Elastizität, sowie die in Tab. 4.1 aufgelisteten 2K-Epoxid-, Polyurethan- und Acrylatklebstoffe.

Klebstoffe	Chemische Basis	Anwendung	Verarbeitungszeit bei 23°C, min.	Härtung bei 23°C, h	Zugfestigkeit MPa
Sikadur-33	2K-EP	Beton Stahl Stein	90	48	15
Sika Anchor Fix-3+	2K-EP	Beton Stahl Naturstein	5	2	12
Sika Force 7752	2K-PU	Breites Haftungsspektrum	60	72	10
SikaFast 5215	2K-AC	Metalle Kunststoffe Glas	5	0.3	10
SikaTack Panel	1K-PU	Alu Faserzement Glas Keramikplatten	10	24	2,5

Tabelle 4.1: Für das Projektvorhaben ausgewählte Klebstoffsysteme

In den folgenden Schritten wird das Haftungsvermögen der ausgewählten Klebstoffe auf den an der Lastübertragung beteiligten Oberflächen (stahlfaserverstärkter Hochleistungsbeton und glasfaserverstärktes teilkristallines Polystyrol) untersucht.

In Tab. 4.2 ist der für die weitere Auswahl und Optimierung der Klebstoffsysteme erstellte Versuchsplan dargestellt.

Werkstoffe	Klebstoffe	Primer / Vorbehandlung							Testverfahren		
		ohne	Primer "Panel" 1K	Primer "Sikafloor 156/280" 2K	Primer "Scotch- Weld DP 490"	Primer "Sikadur- 33 und Aceton"	Atm. Plasma	Sika Aktivator	HZF, 50 mm Stempel, je 5 Proben	Scher Versuch	Zugversuch ComBar auf ComBar
HPC "Stahlfaser" Rückseite	Sikadur-33	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaTack Panel	X	X	X	X	X			X	X	
	AnchorFix-3+	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaFast-5215	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaForce-7752	X	X	X	X	X			X	X	
HPC "Stahlfaser" Vorderseite	Sikadur-33	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaTack Panel	X	X	X	X	X			X	X	
	AnchorFix-3+	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaFast-5215	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaForce-7752	X	X	X	X	X			X	X	
Leichtplatte "beige" mit GF- Gewebe	Sikadur-33	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaTack Panel	X	X	X	X	X			X	X	
	AnchorFix-3+	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaFast-5215	X	X	X	X	X			X	X	
	SikaForce-7752	X	X	X	X	X			X	X	
Schöck ComBar mit Endplatte	Sikadur-33	X					X				X
	SikaTack Panel	X					X	X			X
	AnchorFix-3+	X					X				X
	SikaFast-5215	X					X	X			X
	SikaForce-7752	X					X	X			X

Tabelle 4.2: Versuchsplan für die Auswahl der Klebstoffsysteme

4.2.1.2. Klebeignung der Oberfläche von stahlfaserverstärkten Fassadenplatten

Vor den Klebversuchen wurden in einem ersten Schritt die Oberflächenenergien der mit unterschiedlichen Schalungsmaterial hergestellten Betonplatten gemessen. Die Rauigkeit der Schalungsmaterialien beeinflusst zunächst die geometrische Oberflächenqualität des Betons. Um festzustellen, ob darüber hinaus ein Einfluss auf die Benetzbarkeit besteht, wird die Oberflächenenergie durch Randwinkelmessungen (Abb. 4.1) gemessen.

Die Randwinkelmessung ist nach EN 828 eine Methode, bei der durch Messung des Kontaktwinkels der Benutzung die freie Oberflächenenergie einer festen Oberfläche bestimmt werden kann. Dies gestattet die Voraussage, ob ein Klebstoff einen Fügwerkstoff benetzen wird. Das Verfahren kann beispielsweise zum Vergleich der Wirkung verschiedener Oberflächenvorbehandlungen verwendet werden. Mit Oberflächenspannung wird die an einer flüssigen oder festen Oberfläche wirkende Spannung benannt. Im Vergleich zum normalfesten Beton werden die Tropfen der Testflüssigkeiten durch sehr geringe Porosität des Hochleistungsbeton nicht eingezogen, was eine Messung der Oberflächenenergie ermöglicht.

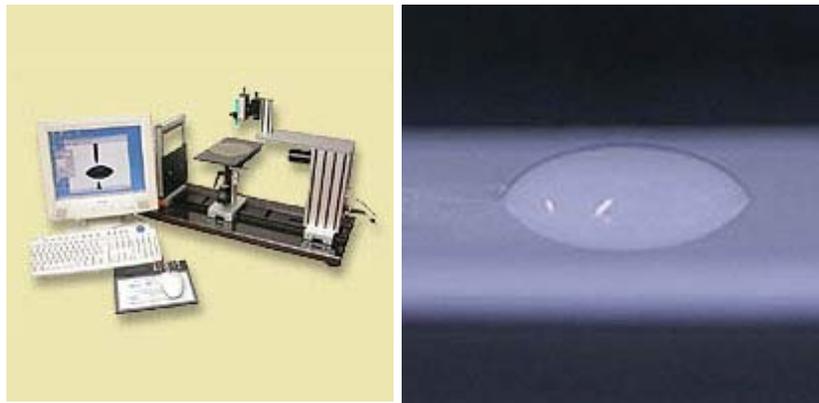


Abbildung 4.1: Gerät für die Randwinkelmessung

In Abb. 4.2 sind die Ergebnisse aus den Randwinkelmessungen (Testflüssigkeiten: Wasser, Glycerin und Ethylenglykol) an unterschiedlichen Betonplattenoberflächen dargestellt. Dabei entspricht der linke Balken der gesamten Oberflächenenergie und der mittlere Balken den polaren Anteilen. Erwartungsgemäß ist kein signifikanter Einfluss des Schalungsmaterials auf die Oberflächenenergie der Betonplatten zu erkennen.

Für die weiteren Versuche wurde daher aus Kostengründen und zur einfachen Handhabbarkeit die liegende Herstellung mit Holz als Schalungsmaterial mit den Abmaßen 200×150×4 cm (Abb. 4.3) ausgewählt.

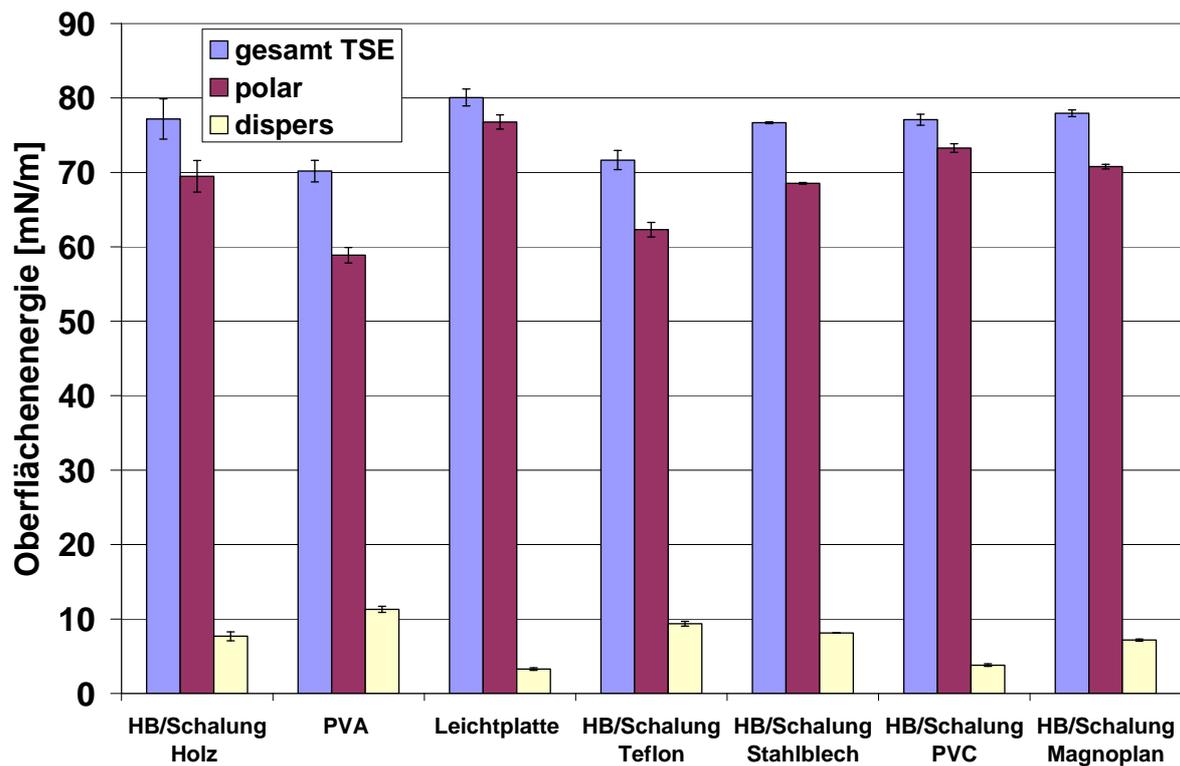


Abbildung 4.2: Oberflächenenergien der Betonplatten mit unterschiedlichem Schalungsmaterial



Abbildung 4.3: Betonplatte (Schalungsseite)

Um eine homogene, ebene und rissfreie Betonoberfläche zu erhalten, wurde die Schalungsseite der Betonplatte als Prüffläche ausgewählt.

Als Prüfkörper wurden kommerziell verfügbare Stahlplatten mit einer Dicke von 2 mm, einem Durchmesser von 60 mm und einem Innengewinde M8 verwendet (Abb. 4.4).



Abbildung 4.4: Prüfkörper (Quelle: Firma Limbach)

Für die Verbesserung der Klebeigenschaften auf der Stahloberfläche wurden die Prüfkörper zuerst im Ultraschallbad ca. 10 min. entfettet, getrocknet und dann durch Druckluftstrahlen mit Korund behandelt (Abb. 4.4). Danach wurden die zu untersuchenden Klebstoffe aufgetragen und die Prüfkörper unter Verwendung von Abstandshaltern mit einer Dicke von 3 mm auf die Betonoberfläche geklebt. Für jede Parameterkombination wurde die Bruchfestigkeit von mindestens 5 Prüfkörpern bestimmt. Nach 7 Tagen wurde der Haftzugversuch mit dem Haftprüfgerät Dyna Z 16 der Firma „Proceq“ (Abb. 4.5) durchgeführt, wobei die Haftzugfestigkeitswerte und Bruchbilder protokolliert und ausgewertet wurden.



Abbildung 4.5: Haftprüfgerät Dyna Z 16

In Tab. 4.3 sind die Prüfergebnisse (Mittelwerte der Haftzugfestigkeit (HZF) mit Standardabweichungen) und repräsentative Bruchbilder der geprüften Proben dargestellt. Dabei wurden zum einen Prüfkörper auf der Betonoberfläche ohne Vorbehandlung bzw. Primerauftrag vor dem Kleben gefügt. Um die Haftung zu verbessern, wurde zusätzlich die Betonoberfläche mit Aceton wischgereinigt. Des Weiteren wurden vier verschiedene Primer benutzt, wobei zwei Primer („Panel“ und „Sikafloor 156/280“) von Sika Technology AG Zürich zur Verfügung gestellt und zwei weitere Primer nach eigener Rezeptur durch Verdünnen von Epoxidharzklebstoffen (Scotch Weld DP490 bzw. Sikadur-33) mit Aceton im Massenverhältnis 1:1 hergestellt wurden.

Die oben erwähnten Primer wurden dünn auf der Betonoberfläche aufgetragen und 24 h bei Raumtemperatur ausgehärtet. Danach erfolgte das Aufkleben der Prüfscheiben auf die Platte.

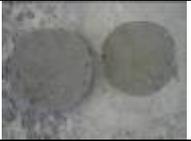
	Sikadur-33	SikaFast-5215	SikaForce7752	AnchorFix-3+	SikaTack Panel
ohne Primer					
HZF [MPa]	1.05 ± 0.22	1.92 ± 0.36	2.52 ± 0.21	1.05 ± 0.05	1.1 ± 0.19
Aceton					
HZF [MPa]	2.27 ± 0.01	2.49 ± 0.13	2.42 ± 0.08	1.19 ± 0.04	1.2 ± 0.07
Panel					
HZF [MPa]	0.75 ± 0.18	0.96 ± 0.24	1.25 ± 0.23	0.71 ± 0.08	0.89 ± 0.28
Sikafloor156/280					-----
HZF [MPa]	1.84 ± 0.31	2.05 ± 0.29	2.45 ± 0.38	1.44 ± 0.06	
Sikadur/Aceton					-----
HZF [MPa]	2.55 ± 0.13	2.38 ± 0.06	1.59 ± 0.19	2.13 ± 0.13	
DP 490/Aceton					-----
HZF [MPa]	3.01 ± 0.87	2.78 ± 0.11	3.34 ± 0.41	1.83 ± 0.11	

Tabelle 4.3: Repräsentative Bruchbilder nach den Haftzugversuchen

In Abb. 4.6 sind die Haftzugfestigkeiten der verschiedenen Klebstoffe im Vergleich dargestellt. Die Klebung erfolgte dabei an Hochleistungsbeton (Schalungsseite) mit und ohne Primeranwendung. Bei Sika Tack Panel erfolgte während des Zugversuches bereits bei ca. 1 MPa ein Adhäsionsbruch an der Stahloberfläche. Aus den Bruchbildern ist festzustellen, dass in meisten Fällen ein grenschichtnahes 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 Hochfestbetonporen sehr gering ist. Die Verwendung von Primern führt vorwiegend zu einer Verbesserung der Adhäsion zwischen Klebstoff und Betonoberfläche, was aus Abb. 4.6 entnommen werden kann. Die höchsten Haftzugfestigkeiten werden durch die Verwendung der Laborformulierung DP 490 verdünnt mit Aceton erzielt.

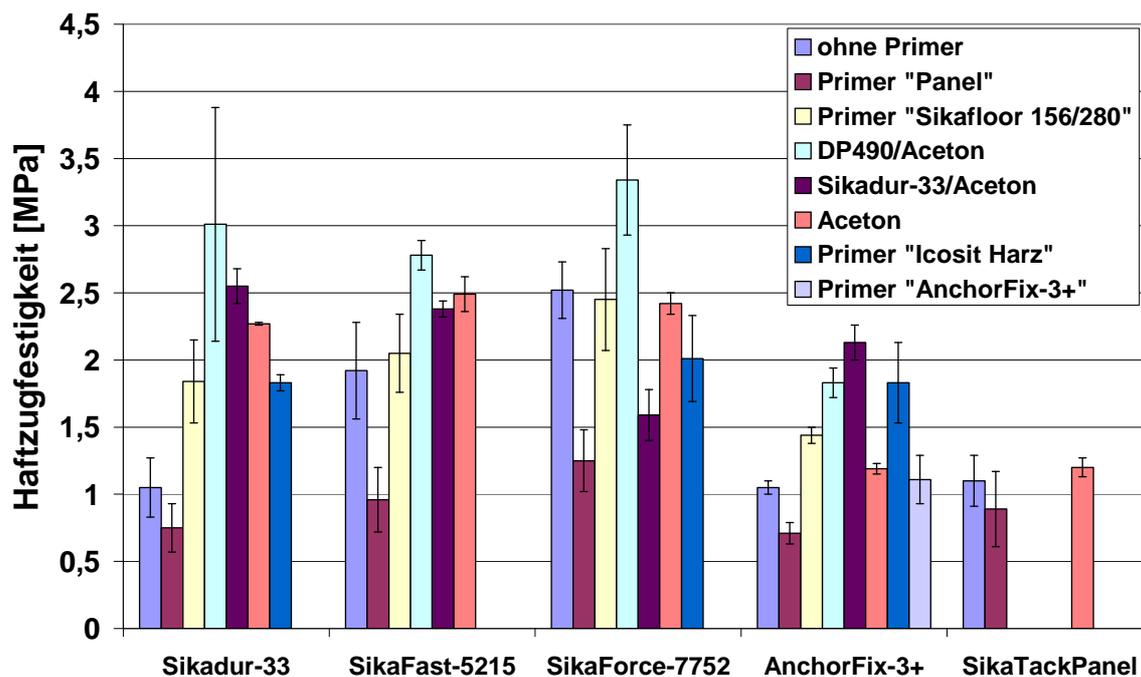


Abbildung 4.6: Haftzugfestigkeiten am Hochleistungsbeton (Rückseite) mit und ohne Primer

Nach Optimierung des Klebstoffsystems und Primer für die mit Stahlfasern verstärkten Betonplatten im Zugversuch sollte ein Einfluss der Belastungsrichtung als wichtiger Parameter berücksichtigt werden. Dafür erfolgte eine Bestimmung der Scherfestigkeiten mittels Prüfscheiben. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4.7 dargestellt.

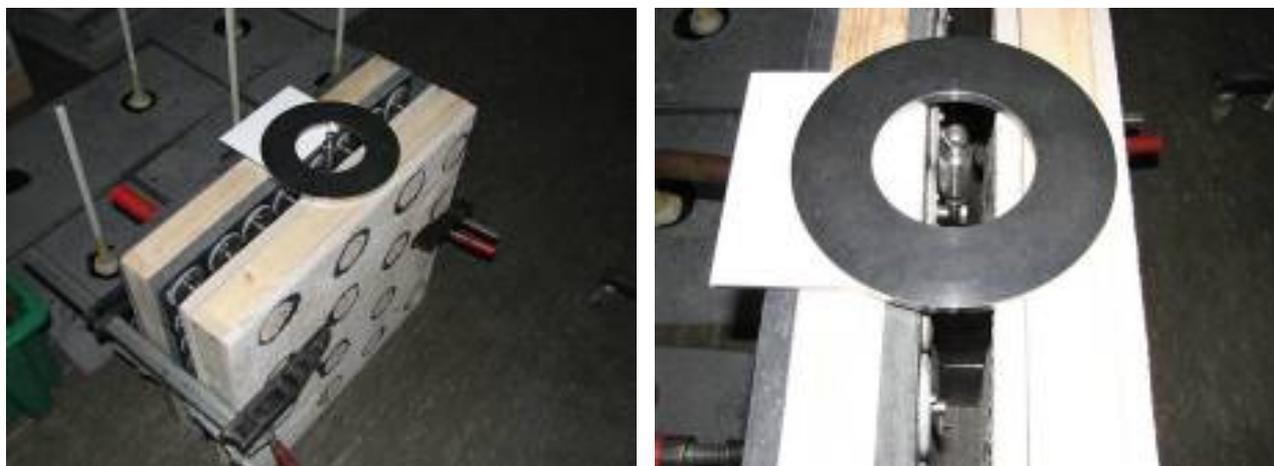
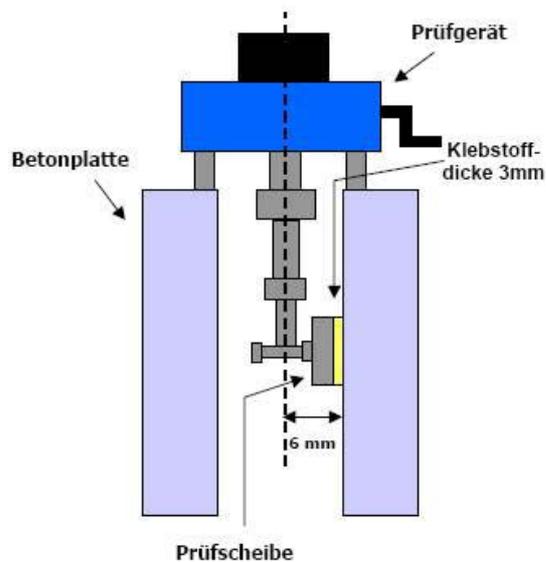


Abbildung 4.7: Versuchsaufbau für die Bestimmung der Scherfestigkeiten

Vor der Konstruktion der Prüfaufbaus mit vier Betonplatten, erfolgten Klebungen von Prüfscheiben auf unbehandelter bzw. mit Primer „DP490 + Aceton“ vorbehandelter Oberfläche. Für jede Parameterkombination wurde die Bruchfestigkeit von mindestens 5 Prüfkörpern bestimmt. Der Scherversuch erfolgte analog zum Haftzugversuch mit dem Haftprüfgerät Dyna Z 16, wobei die Scherfestigkeitswerte (SF) und Bruchbilder protokolliert und ausgewertet wurden (Tab. 4.4).

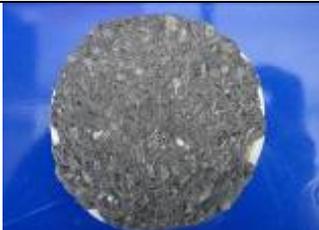
	ohne Vorbehandlung	PRIMER DP490
SIKADUR-33		
SF [MPa]	2.66 ± 0.29	2.88 ± 0.29
SIKAFORCE- 7752		
SF [MPa]	3.17 ± 0.16	3.25 ± 0.11
ANCHORFIX-3+		
SF [MPa]	2.60 ± 0.32	2.34 ± 0.40

Tabelle 4.4: Typische Bruchbilder und Scherfestigkeitswerte nach den Scherversuchen der Prüfscheiben
 Aus Bildern ist deutlich zu sehen, dass es in meisten Fällen zu einem grenzschichtnahem kohäsivem Bruch der Betonoberfläche kommt. Bei Vergleich der Haftzug- und Scherfestigkeiten am Hochleistungsbeton untereinander, ist festzustellen, dass die Scherfestigkeitswerte höhere Werte im Vergleich zu den Haftzugfestigkeitswerte zeigen (Abb. 4.8).

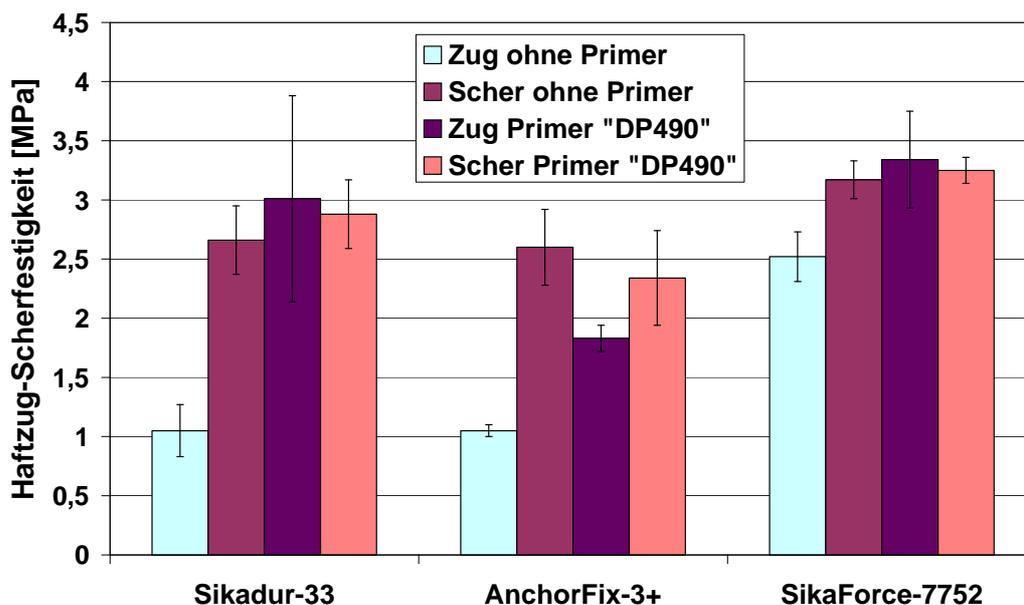


Abbildung 4.8: Haftzug- und Scherfestigkeiten am unbehandelten und mit Primer vorbehandelten Hochleistungsbeton

4.2.1.3. Klebversuche von GfK-Ankern mit aus Hochleistungsbeton hergestellten Köpfen
 Durch Vermeidung einer gemischten Materialpaarung im Bereich der Klebung werden Vorteile hinsichtlich der Herstellungskosten erwartet. Aus diesem Grund wurde die Festigkeit von Verbunden, bei denen Hochleistungsbeton zur Herstellung der Ankerköpfe diente, untersucht. Zu diesem Zweck wurden GfK- Stäbe in das zylindrischen Schalungsmaterialien einbetoniert und 28 Tage ausgehärtet. Dabei wurden die Köpfe mit unterschiedlicher Länge von 4 cm, 6 cm und 10 cm hergestellt (Abb. 4.9). Danach wurden die angefertigten Anker auf der mit Primern (Sikafloor 156/280 sowie DP490 mit Aceton) vorbehandelten Betonplatte mit Sikadur-33 und AnchorFix-3+ geklebt.



Abbildung 4.9: Klebversuche von GfK-Ankern mit aus Hochleistungsbeton hergestellten Köpfen

Nach 7 Tagen wurden die GfK-Anker mit Hilfe eines Dübelauszugsgerätes von der Betonoberfläche abgezogen. Die typischen Bruchbilder sind in Tab. 4.5 dargestellt sowie die Haftzugfestigkeitswerte (HZF) in einem Diagramm in Abb. 4.10 zusammengefasst.

Klebstoff/ Primer	Sikadur-33/ DP490		Sikadur-33/ Sikafloor 156/280		Sika AnchorFix-3+/ DP490	
	HZF, N/mm ² 50mm	Bild des Bruches am Kopf	HZF, N/mm ² 50mm	Bild des Bruches am Kopf	HZF, N/mm ² 50mm	Bild des Bruches am Kopf
4 cm	2.94		3.10		3.35	
6 cm	4.06		4.20		4.15	
10 cm	3.89		4.37		4.18	

Tabelle 4.5: Typische Bruchbilder und Haftzugfestigkeitswerte nach den Haftzugversuchen der GfK-Anker mit UHPC Köpfen

Es konnte festgestellt werden, dass bei einer Länge des zylindrischen Kopfes von 4 cm in allen Fällen unabhängig vom Klebstoffsystem ein innerer Betonbruch auftritt. Die

Haftzugfestigkeitswerte liegen dabei bei ca. 3 MPa. Bei längeren Köpfen ab 6 cm kann durchweg ein grenzschichtnaher kohäsiver Bruch am Betonkopf beobachtet werden. Im Vergleich zu den kurzen Köpfen liegen die Haftzugfestigkeitswerte um ca. 1 MPa höher. Ein limitierender Faktor bei diesen Systemen ist ein grenzschichtnahes Versagen der Hochleistungsbetonoberfläche der zylindrischen Köpfe. Aus konstruktiven Gründen ist die praktische Anwendung von Stäben mit Betonköpfen bei einer Länge ab 6 cm nicht realisierbar.

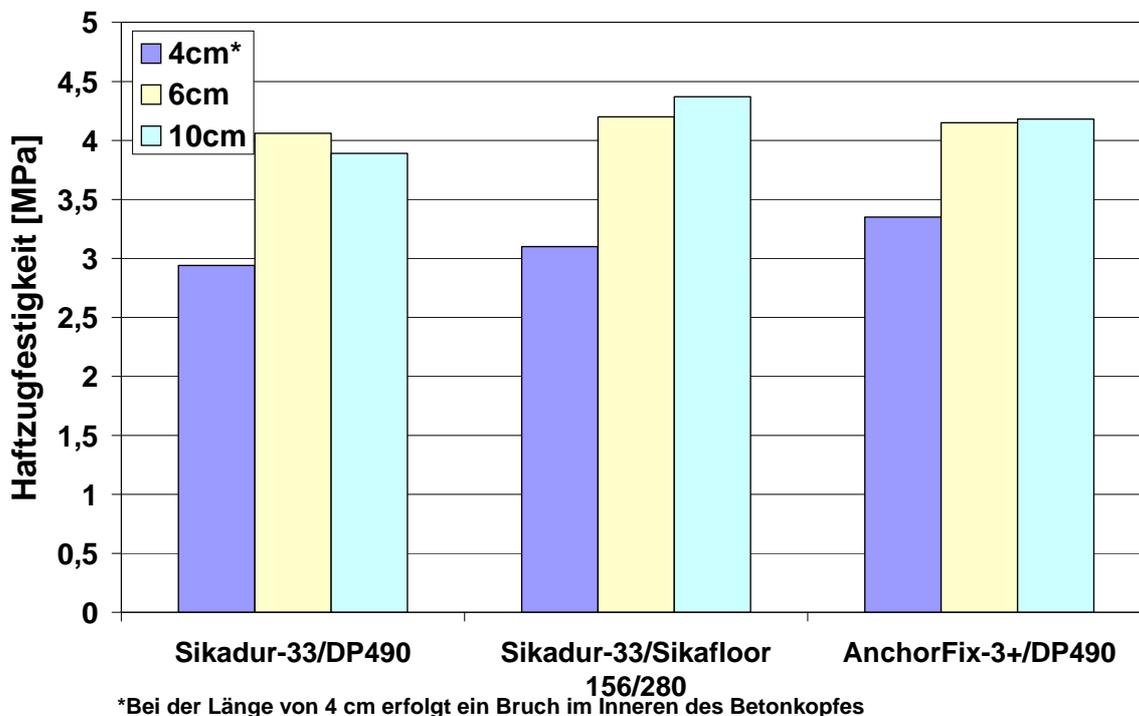


Abbildung 4.10: Haftzugfestigkeiten am Hochleistungsbeton von ComBar-Stäben mit UHPC-Köpfen

4.2.1.4. Klebeignung der Oberfläche von GfK-Bauteile

Der GfK-Verbindungsanker, der eine Trag- und Fassadenplatte verbinden soll, besteht aus einem Anker-Stab und einem Anker-Kopf (Abb. 4.11).

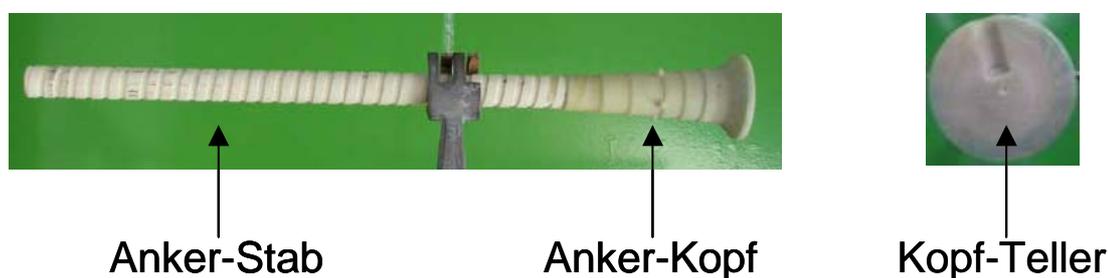


Abbildung 4.11: GfK-Verbindungsanker

Auf angeformten Tellern (Abb. 4.11) 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. 4.12 zusammengefasst.

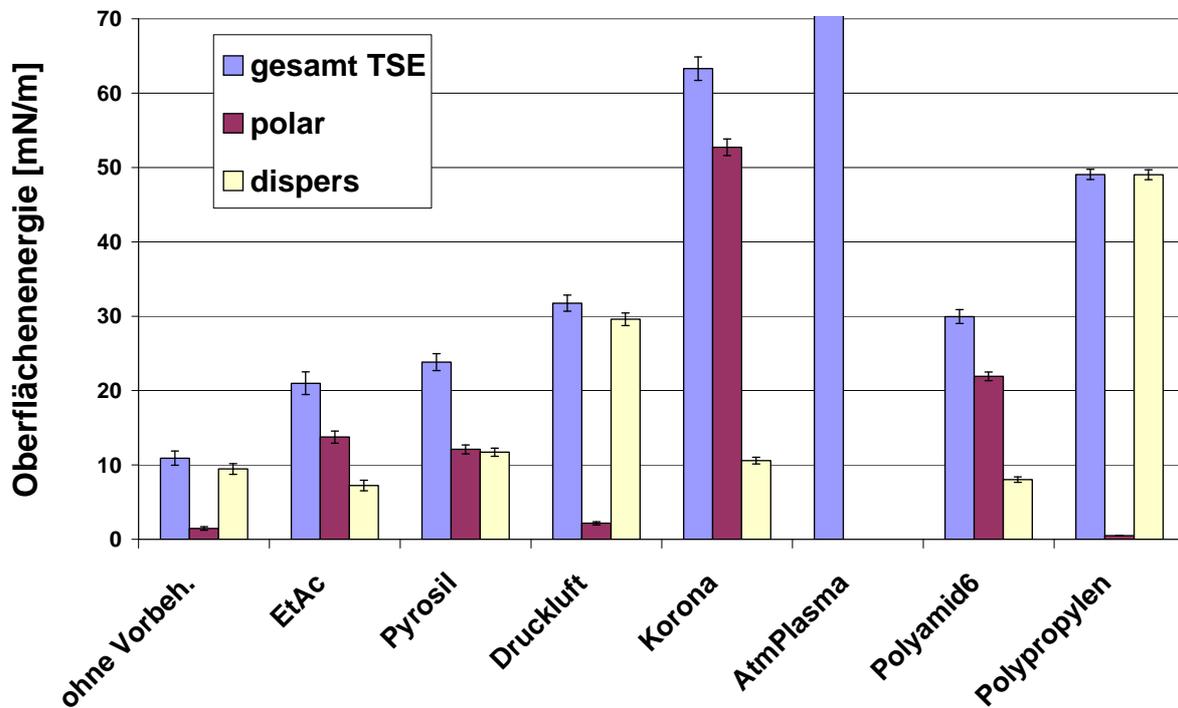


Abbildung 4.12: Oberflächenenergien der GfK-Köpfe und Vergleichskunststoffe

Für die Oberfläche, welche mittels Atmosphärendruckplasma (Vorbehandlungszeit 30 s) vorbehandelt wurde (Abb. 4.13), 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.



Abbildung 4.13: Anlage zur Atmosphärendruckplasmabehandlung

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. 4.14).



Abbildung 4.14: Klebstelle zwischen zwei Ankerköpfen

Nach 7 Tagen Aushärtung wurden mit Hilfe einer Zugprüfvorrichtung (Abb. 4.15) 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. Die Bruchbilder und Ergebnisse sind in Tab. 4.6 zusammengestellt.



Abbildung 4.15: Zugprüfvorrichtung (250 kN)

Klebstoff+ Vorbehandlung	BRUCHBILD	HZF MPa
ANCHOR FIX-3+		1.91
ANCHOR FIX-3+ ETHYLACETAT		2.86
ANCHOR FIX-3+ KORONA		3.67
ANCHOR FIX-3+ ATMOSPHER. PLASMA		6.17

Tabelle 4.6: Bruchbilder von GfK-Köpfen

Anhand der Bruchbilder ist deutlich zu erkennen, dass nach Vorbehandlung der Oberflächen mit Atmosphärendruckplasma nicht nur die höchsten Haftzugfestigkeitswerte (HZF) erreicht werden, zudem tritt ein Kohäsionsbruch im Klebstoff auf.

Die Anwendung von Primer SikaAktivator, welcher für die verwendeten Polyurethan- und Acrylatklebstoffe geeignet ist, zeigte keine Verbesserung der Adhäsion zwischen den GfK-Köpfen (Tab. 4.7).

KLEBSTOFFE	BRUCHBILD	HZF MPa
SIKA FAST 5215		1.80
SIKA FORCE 7752		1.52
SIKA TACK PANEL		0.42

Tabelle 4.7: Bruchbilder von den mit Primer vorbehandelten GfK-Köpfen

Im Weiteren wurden Zugversuche für die verbleibenden Klebstoffe durchgeführt. Zum Vergleich der Wirkung von Plasmavorbehandlung wurden die Anker jeweils mit und ohne vorbehandelten Oberflächen geklebt (Tab. 4.8). Die Haftzugfestigkeiten (HZF) sind in Abb. 4.16 dargestellt.

	ohne Vorbehandlung	Atmosphärenplasma
SIKADUR 33		
HZF [MPa]	1.79 ± 0.07	4.9 ± 0.17
SIKA FORCE 7752		
HZF [MPa]	2.63 ± 0.06	5.72 ± 0.04
SIKA TACK PANEL		
HZF [MPa]	0.26 ± 0.02	0.62 ± 0.02
ANCHOR FIX-3+		
HZF [MPa]	1.91 ± 0.05	6.39 ± 0.11
SIKA FAST 5215		
HZF [MPa]	1.85 ± 0.06	2.86 ± 0.05

Tabelle 4.8: Bruchbilder von GfK-Köpfen mit und ohne Vorbehandlung

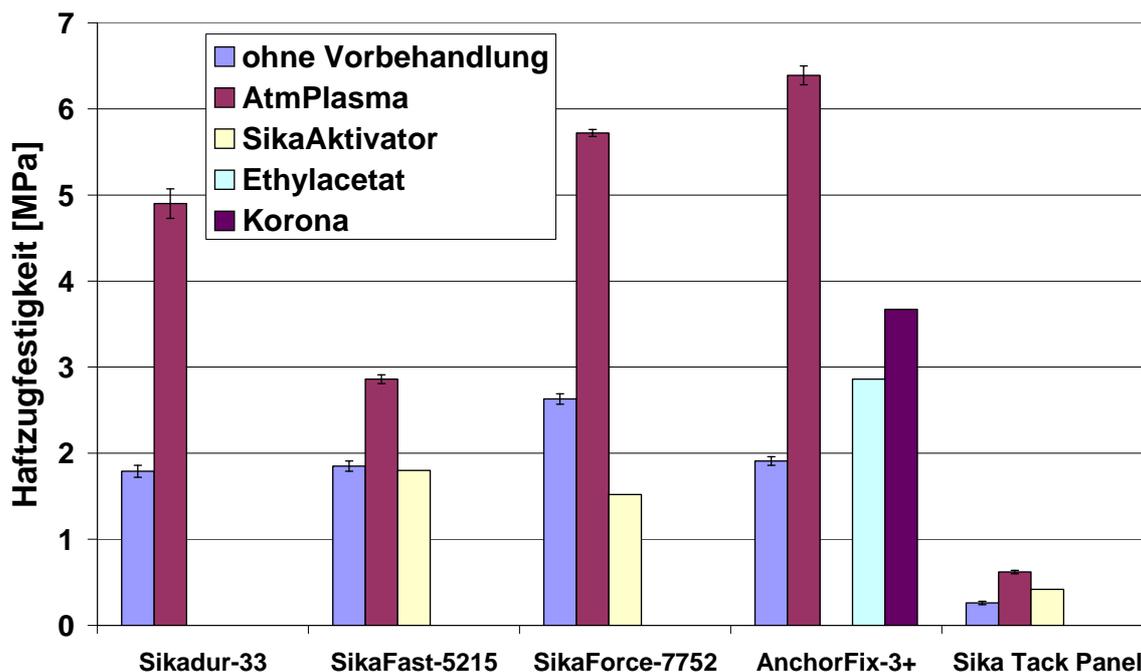


Abbildung 4.16: Haftzugfestigkeiten ComBar-Stab auf ComBar-Stab

Aus Abb. 4.16 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.

4.2.1.5. Klebversuche von GfK-Ankern auf Hochleistungsbeton (Schalungsseite)

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 24 h Aushärtung bei Raumtemperatur wurden die mit Atmosphärendruckplasma vorbehandelten GfK-Stäbe auf die Betonplatte geklebt (Abb. 4.17). Als Abstandshalter für Klebstoffdicke von 3 mm diente ein Ring aus Teflon. Für jedes Klebstoffsystem wurden drei Versuche durchgeführt. Zusätzlich zu den fünf vorher ausgewählten Klebstoffsystemen wurde Klebstoff Scotch Weld DP490, aus welchem der Primer hergestellt wurde, als Referenzklebstoff im Rahmen der Versuchsreihe berücksichtigt. Nach 7 Tagen wurden die GfK-Anker mit Hilfe einer Prüfvorrichtung (Abb. 4.18) von der Betonoberfläche abgezogen. Repräsentative Bruchbilder sind in Tab. 4.9 dargestellt, die Haftzugfestigkeitswerte (HZF) sind in Abb. 4.19 zusammengefasst.



Abbildung 4.17: Geklebte GfK-Anker auf der Betonplatte



Abbildung 4.18: Hydraulische Zugprüfvorrichtung

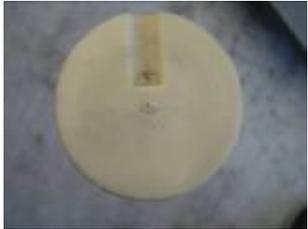
	Bruchbilder	
SIKADUR-33		
HZF [MPa]	5.52 ± 0.5	
SIKAFORCE-7752		
HZF [MPa]	5.86 ± 1.07	
SIKAFAST-5215		
HZF [MPa]	2.16 ± 0.19	
SIKATACK PANEL		
HZF [MPa]	0.7 ± 0.04	
ANCHORFIX 3+		
HZF [MPa]	6.19 ± 1.68	
DP490		
HZF [MPa]	4.94 ± 0.29	

Tabelle 4.9: Repräsentative Bruchbilder nach den Haftzugversuchen der GfK-Anker

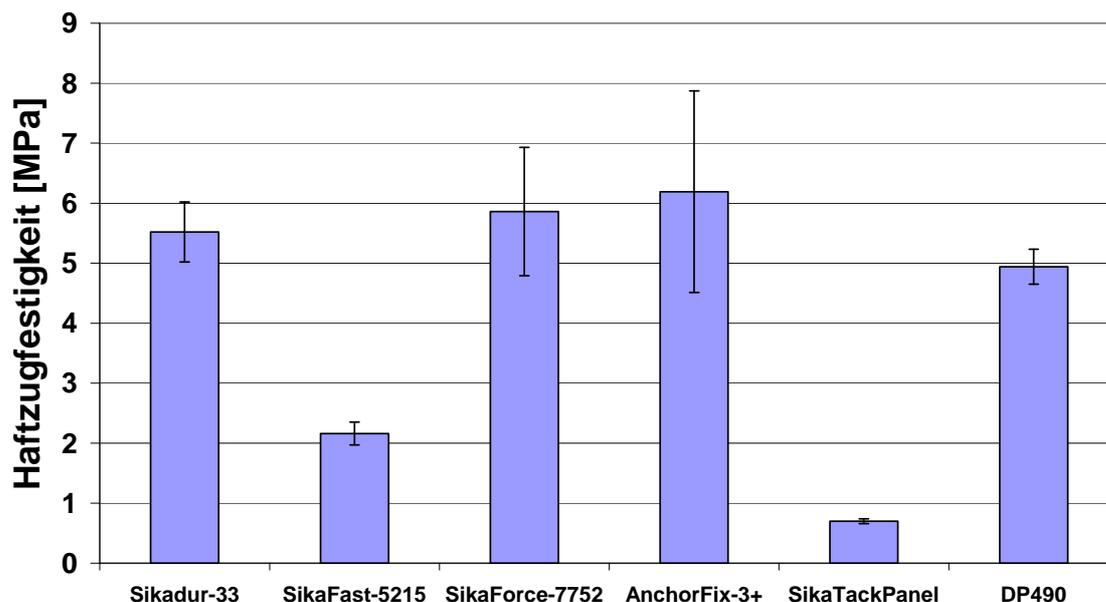


Abbildung 4.19: Haftzugfestigkeiten von ComBar-Stäben am Hochleistungsbeton

Aus Tab. 4.9 ist zu sehen, dass bei den Klebstoffsystemen Sika AnchorFix-3+ und DP490 ein Mischbruch mit ca. 60% Kohäsionsbruch des Klebstoffs und ca. 40% grenzschichtnahem Versagen des Betons auftritt. Beim Klebstoffsystem SikaFast- 5215 findet ein Adhäsionsbruch an der Kunststoffoberfläche statt. Im Falle des Sika Tack Panels zeigt sich überwiegend ein Kohäsionsbruch des Klebstoffs. Bei den zwei anderen Klebstoffsystemen SikaForce-7752 und Sikadur-33 erfolgt ein Mischbruch. Dabei tritt zum Teil ein grenzschichtnahe Versagen des Betons sowie ein Adhäsionsbruch an der Kunststoffoberfläche auf.

Die vier Klebstoffsysteme Sikadur-33, SikaForce-7752, Sika AnchorFix-3+ und Scotch Weld DP490 weisen die höchsten Bruchfestigkeitswerte auf (Abb. 4.19). Daher werden diese Klebstoffsysteme für die weiteren Untersuchungen verwendet und bewertet.

4.2.1.6. Klebeignung der Oberfläche von glasfaserverstärkten Fassadenplatten

Zusätzlich zu den Versuchen an dem mit Stahlfasern verstärkten Hochleistungsbeton wurden analog Versuche am Hochleistungsbeton (Abb. 4.20) mit Glasfaserverstärkung durchgeführt.



Abbildung 4.20: Hochleistungsbetonplatte (glasfaserverstärkt) und Oberfläche

Wie im Falle von Fassadenplatten mit Stahlfasern wurde die Klebeignung der Oberfläche dieser Fassadenplatten mit Glasfasern zunächst mit Hilfe der kommerziell verfügbaren Stahlplatten geprüft. Die Zahl der in Frage kommenden Klebstoffsysteme wurde anhand von früher durchgeführten Versuchen auf drei (Sikadur-33, Sika AnchorFix-3+ und SikaForce-7752) reduziert. 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 und Bruchbilder protokolliert und ausgewertet wurden. In der nachstehenden Tab. 4.10 sind für die drei ausgewählten Klebstoffe mit und ohne Primeranwendung repräsentative Bruchbilder und deren Mittelwerte der Bruchfestigkeit (HZF) mit Standardabweichung dargestellt.

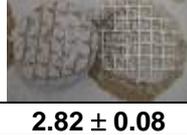
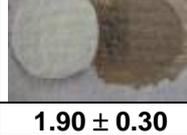
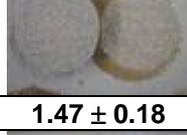
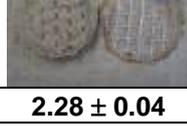
	Sikadur-33	AnchorFix-3+	SikaForce-7752
ohne Primer			
HZF [MPa]	1.22 ± 0.13	1.19 ± 0.04	1.06 ± 0.09
Sikafloor 156/280			
HZF [MPa]	1.18 ± 0.05	1.32 ± 0.09	1.10 ± 0.11
DP 490/Aceton			
HZF [MPa]	1.30 ± 0.19	1.66 ± 0.13	1.24 ± 0.14
DP 490/Aceton delaminiert			
HZF [MPa]	2.03 ± 0.12	2.42 ± 0.11	1.61 ± 0.06
Icosit			
HZF [MPa]	1.62 ± 0.01	1.70 ± 0.14 ¹⁾	1.33 ± 0.08
Icosit „delaminiert“			
HZF [MPa]	2.91 ± 0.14	2.82 ± 0.08	1.90 ± 0.30
AnchorFix-3+	-----		-----
HZF [MPa]	-	1.47 ± 0.18	-
AnchorFix-3+ delaminiert	-----		-----
HZF [MPa]	-	2.28 ± 0.04	-

Tabelle 4.10: Repräsentative Bruchbilder nach den Haftzugversuchen auf mit Glasfasern verstärkten Betonoberfläche

Anhand der Bruchbilder ist festzustellen, dass in meisten Fällen ein grenzschichtnahes kohäsives Versagen im Beton stattfindet. Nur in einigen Fällen (Sikadur-33/Icosit und SikaForce-7752/Icosit) konnte ein Adhäsionsbruch zwischen Klebstoff und Primer beobachtet werden. Die Entfernung der an freier Atmosphäre erstarrten Betonoberfläche und der Einsatz von Primern führt generell zu einer Verbesserung der Adhäsion zwischen Klebstoff und Betonoberfläche (Abb. 4.21). Die höchsten Haftzugfestigkeitswerte werden auf zuvor mechanisch delaminierten Oberfläche und der Verwendung des Primers Icosit erzielt.

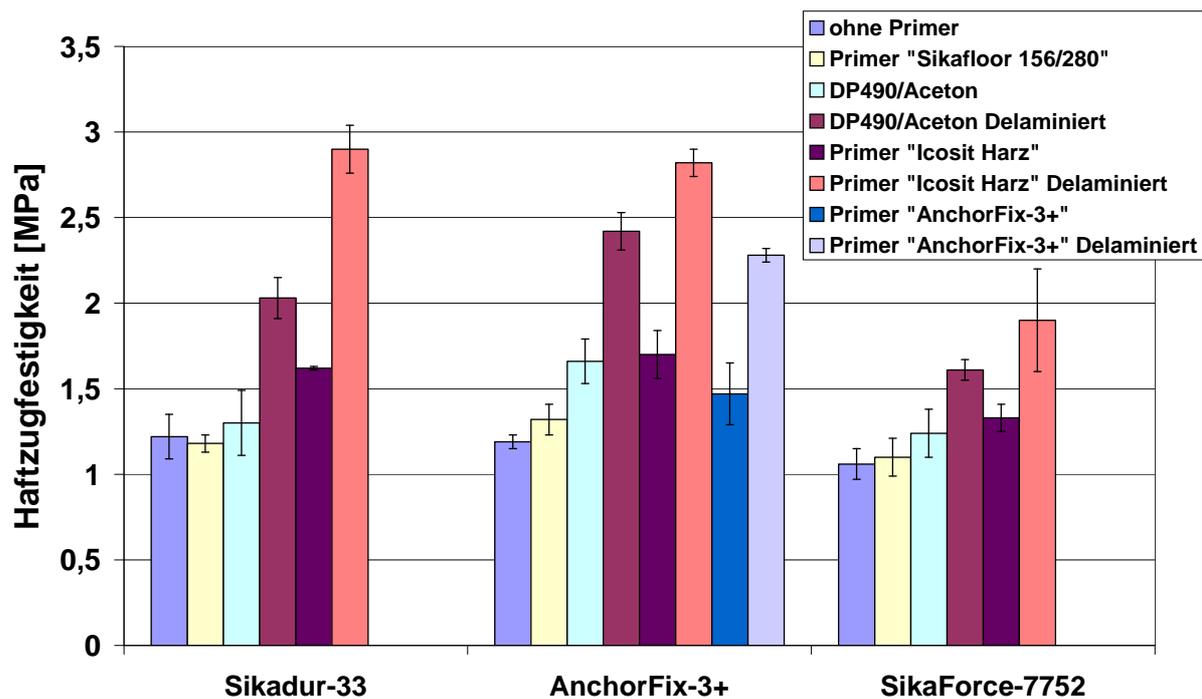


Abbildung 4.21: Haftzugfestigkeiten am Hochleistungsbeton (glasfaserverstärkt)

Nach Optimierung des Klebstoffsystems und Primers für die mit Glasfasern verstärkten Betonplatten sollte ebenfalls ein Einfluss der Belastungsrichtung berücksichtigt werden. Dafür wurden die Versuche analog zum Hochleistungsbeton zum Zweck der Untersuchung der Scherfestigkeiten am Leichtbeton durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in der Abb. 4.22 dargestellt.



Abbildung 4.22: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Scherfestigkeiten

In einem ersten Schritt wurden die Prüfscheiben auf einer unbehandelten bzw. mit dem Primer „Icosit Harz“ vorbehandelten Oberfläche der Platte geklebt. Anschließend erfolgte der Aufbau der Konstruktion mittels vier Betonplatten (Abb. 4.22). Für jede Parameterkombination wurde die Bruchfestigkeit von mindestens 5 Prüfkörpern bestimmt. Die Scherfestigkeitswerte (SF) und Bruchbilder wurden protokolliert und ausgewertet (Tab. 4.11).

	OHNE VORBEHANDLUNG	PRIMER ICOSIT
SIKADUR-33		
SF [MPa]	1.19 ± 0.02	1.44 ± 0.16
ANCHORFIX- 3+		
SF [MPa]	1.16 ± 0.03	1.58 ± 0.13
SIKA FORCE- 7752		
SF [MPa]	1.11 ± 0.02	1.09 ± 0.14

Tabelle 4.11: Repräsentative Bruchbilder und Scherfestigkeitswerte nach den Scherversuchen am Hochleistungsbeton (glasfaserverstärkt)

In allen Fällen konnte, wie aus den Bruchbildern ersichtlich ist, ein grenzschichtnahes kohäsives Versagen des Betons festgestellt werden. Die höchsten Haftzugfestigkeiten wurden durch Verwendung des Klebstoffs AnchorFix-3+ in Kombination mit dem Primer Icosit erzielt.

Bei dem Vergleich der Haftzug- und Scherfestigkeiten an dem mit Glasfasern verstärkten Hochleistungsbeton ist festzustellen, dass in allen Fällen die Scherfestigkeitswerte um ca. 0.2 MPa niedriger liegen als die Haftzugfestigkeitswerte (Abb. 4.23).

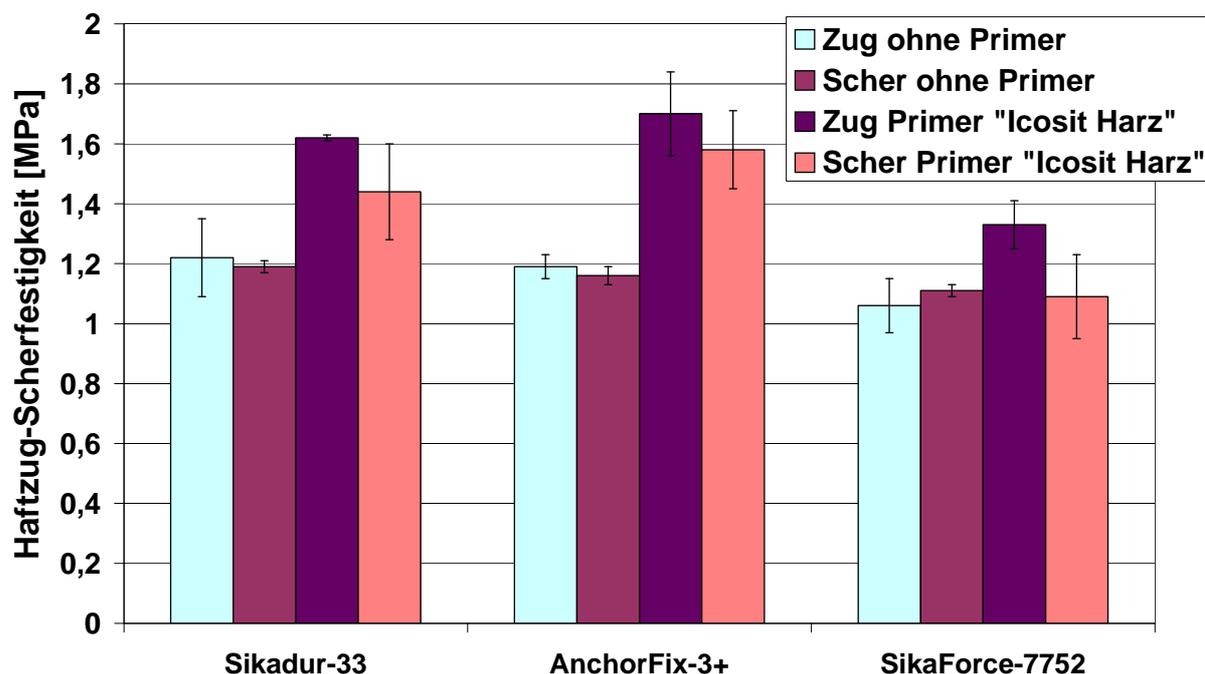


Abbildung 4.23: Haftzug- und Scherfestigkeiten am unbehandelten und mit Primer vorbehandelten Hochleistungsbeton (glasfaserverstärkt)

4.2.2. Klebversuche von GfK-Ankern auf Hochleistungsbeton (glasfaser-verstärkt)

Im nächsten Schritt erfolgte die Herstellung und Prüfung von Probeklebung mit GfK-Ankern auf der Betonoberfläche. 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. 4.24). 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. 4.25) von der Betonoberfläche abgezogen. Repräsentative Bruchbilder sind in Tab. 4.12 dargestellt sowie die Haftzugfestigkeitswerte (HZF) in Abb. 4.26 zusammengefasst.

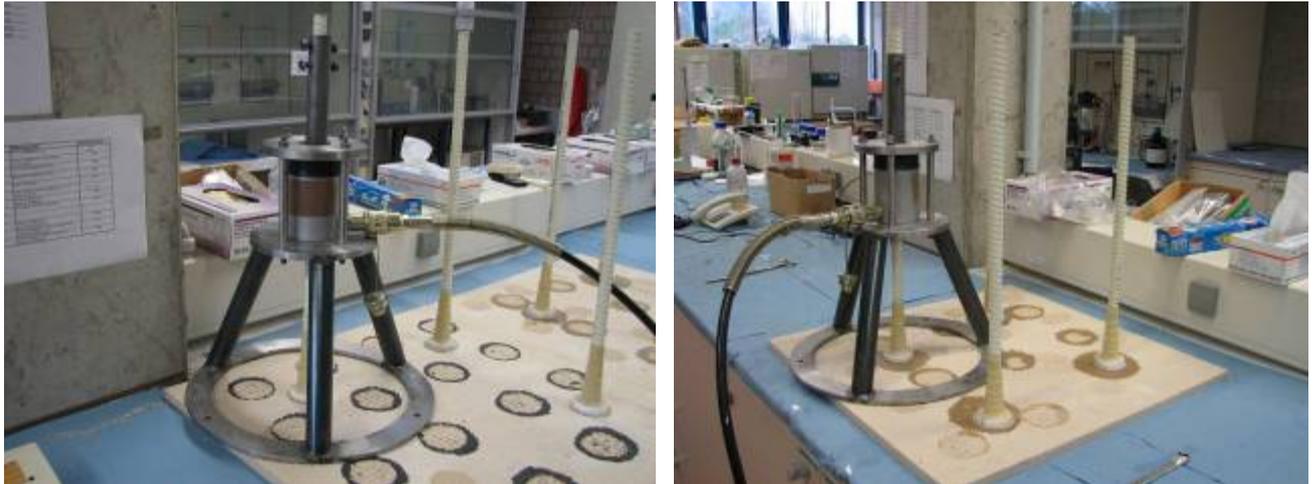


Abbildung 4.24: Geklebte GfK-Anker auf der Betonplatte (glasfaserverstärkt)



Abbildung 4.25: Bruch des Betons während des Haftzugversuches

	Bruchbilder	
SIKADUR-33 / OHNE PRIMER		
HZF [MPa]	1.51 ± 0.03	
SIKADUR-33/ ICOSIT HARZ		
HZF [MPa]	1.67 ± 0.02	
ANCHORFIX-3+/ OHNE PRIMER		
HZF [MPa]	1.59 ± 0.02	
ANCHORFIX-3+/ ICOSIT		
HZF [MPa]	1.73 ± 0.01	

Tabelle 4.12: Repräsentative Bruchbilder nach den Haftzugversuchen der GfK-Anker an der Betonoberfläche (glasfaserverstärkt)

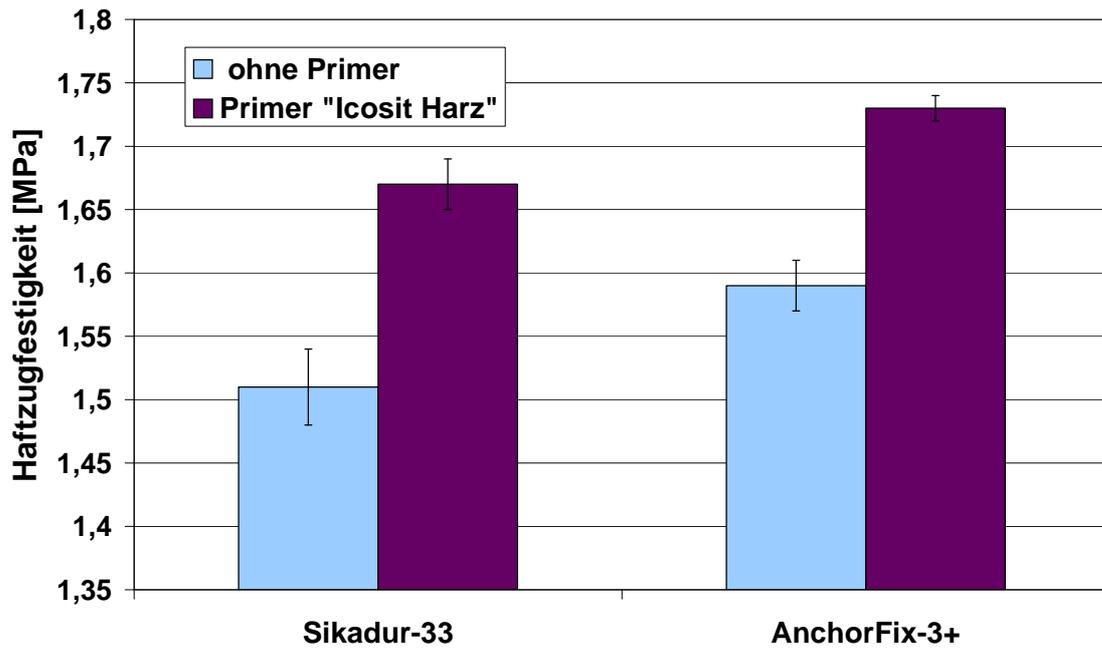


Abbildung 4.26: Haftzugfestigkeiten von ComBar-Stäben am Hochleistungsbeton (glasfaserverstärkt)

Aus Tab. 4.10 ist ersichtlich, dass in allen Fällen ein kohäsiver Bruch des Betons erfolgt, wobei die Anwendung des Primers zu einer Erhöhung des Haftzugfestigkeitswertes um ca. 0,15 MPa führt.

Bei Vergleich der Haftzugfestigkeitswerte der GfK-Stäbe auf stahl- und glasfaserverstärktem Beton (Abb. 4.27) kann festgestellt werden, dass die Versuche an stahlfaserverstärktem Beton 3-fach höhere Werte liefern im Vergleich zu Klebungen auf glasfaserverstärktem Beton.

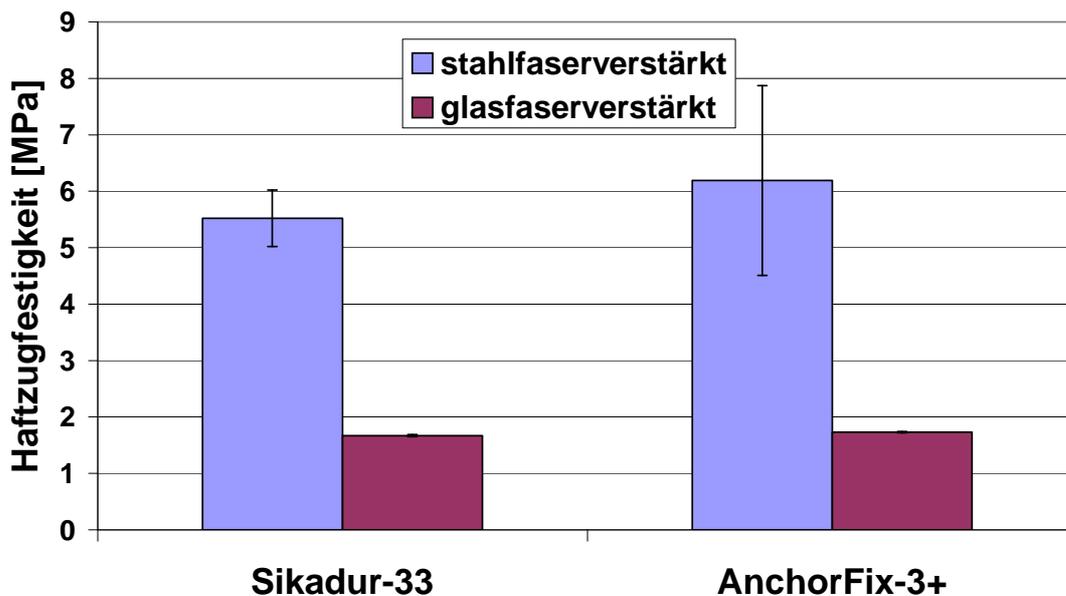


Abbildung 4.27: Vergleich der Haftzugfestigkeitswerte der GfK-Stäbe am stahl- und glasfaserverstärktem Beton

Für die weiteren Untersuchungen der mit Glasfasern verstärkten Hochleistungsbetonplatten sind die Haftzugfestigkeitswerte nicht ausreichend. Aus diesem Grund werden die weiteren geplanten Untersuchungen auf den mit Stahlfasern verstärkten Betonplatten durchgeführt.

4.2.3. Einfluss von Fertigungsparametern auf die Verbundfestigkeit

4.2.3.1. Verbundfestigkeit von GfK-Ankern auf der frei erstarrten Seite des Hochleistungsbetons mit und ohne Vorbehandlung

Im Laufe des Projektes wurde entschieden, dass die Befestigung der GfK-Stäbe primär auf der Rückseite der Fassadenplatte ausgeführt werden sollte. Aus diesem Grund erfolgte im nächsten Schritt die Herstellung und die Prüfung von Probeklebungen mit GfK-Ankern auf der frei erstarrten Betonoberfläche mit und ohne Anwendung von Primer (Abb. 4.28).



Abbildung 4.28: Geklebte GfK-Anker auf der frei erstarrten Betonoberfläche

Als Referenzklebstoff diente Sika AnchorFix-3+. 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. Repräsentative Bruchbilder sind in Abb. 4.29 dargestellt.



Abbildung 4.29: Repräsentative Bruchbilder nach den Haftzugversuchen der GfK-Anker auf der Seite der frei erstarrten Betonoberfläche

Unabhängig von der Anwendung der Primer lagen die Haftzugfestigkeitswerte im Bereich von 2 MPa. 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 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 Vorbehandlungsmöglichkeiten sind in Abb. 4.30 zusammengefasst.

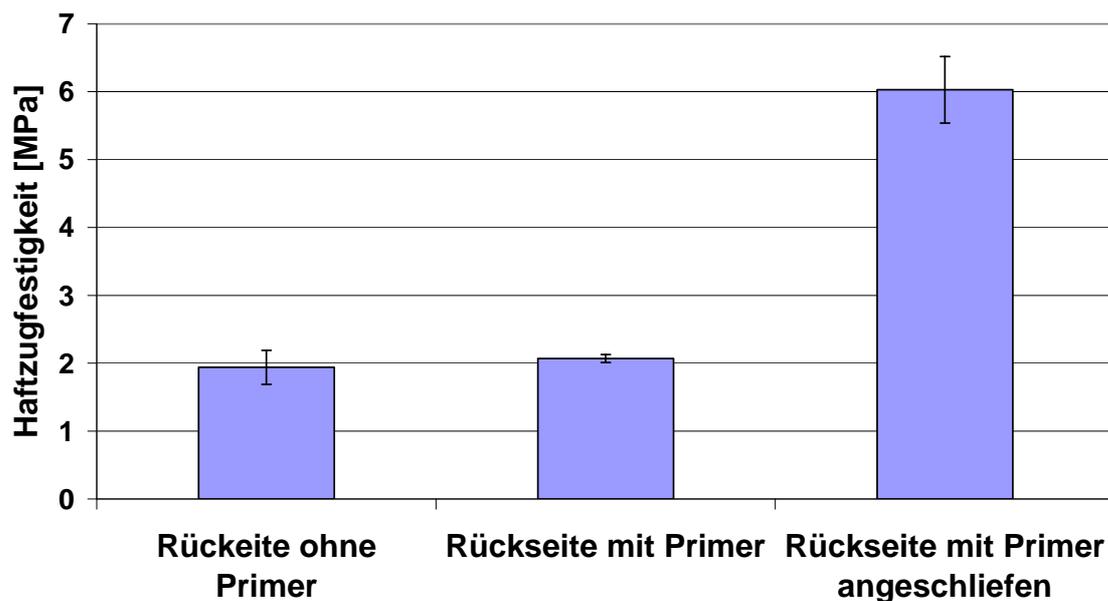


Abbildung 4.30: Haftzugfestigkeiten von ComBar-Stäben am Hochleistungsbeton (*frei* erstarrte Seite) nach unterschiedlichen Vorbehandlungsmöglichkeiten

In der jüngeren Vergangenheit hat die neue Vakuum-Saugstrahltechnologie an Bedeutung gewonnen. Besonders vorteilhaft zeigt sich hierbei, dass keine Druckluft mehr benötigt wird. Statt dessen wird das Strahlgut über ein Vakuum, welches im Arbeitsbereich unter einer Haube mit hoher Energie auf die zu strahlende Fläche gesaugt. Das abgetragene Material und das Strahlgut verbleiben in einem geschlossenen Kreislauf. Die obere Schicht des Betons wird gleichmäßig, homogen und in ca. 20 Sekunden pro Klebfläche (ca. 20 cm²) entfernt. Das Gerät ist mobil (Abb. 4.31) und ermöglicht damit auch die Vorbehandlung von großen Betonoberfläche. In der Bauindustrie ist eine Automatisierung des Prozesses mit reduziertem Zeitaufwand denkbar.



Abbildung 4.31: Mobile Vakuum-Saugstrahlanlage

Abb. 4.32 zeigt Makroaufnahmen der Betonoberfläche vor und nach dem Vakuum-Saugstrahlprozess. Nach einer kurzen Behandlung (ca. 20 Sekunden) ist deutlich zu erkennen, dass die obere Milchsicht erfolgreich entfernt werden konnte und die Stahlfaser herausragen.

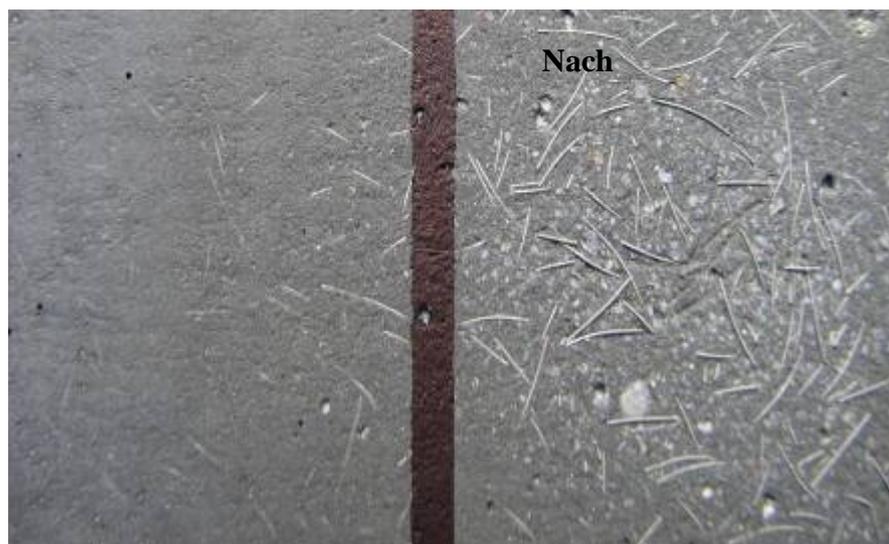


Abbildung 4.32: Betonoberfläche vor (links) und nach (rechts) Vakuum-Saugstrahlprozess

4.2.3.2. Einfluss von Klebfugendicke, Schrägstellung und Betonalter auf die Verbundfestigkeit

Bei weiteren Klebversuchen von geklebten GfK-Ankern wurde der Einfluss der drei Fertigungsparametern Klebfugendicke, Schrägstellung des Ankers und Betonalter auf die Verbundfestigkeit untersucht.

Um den Einfluss der ausgewählten Parameter auf die Haftzugfestigkeit effizient bestimmen zu können, wurde eine statistische Versuchsplanung und die Analyse mit Hilfe der Software MINITAB durchgeführt. Aus drei Faktoren mit jeweils zwei Faktorstufen erhält man acht mögliche Faktorstufenkombinationen (Tab. 4.13). Der erstellte Versuchsplan ist in Tab. 4.14 dargestellt.

Dazu wurden die Betonplatten nach 3 Tagen sowie 27 Tagen nach ihrer Herstellung zuerst mit Hilfe des Winkelschleifers* entschichtet und dann mit der Laborformulierung des Primers (Scotch Weld DP490 mit Aceton 1:1) behandelt. Nach 24 h Aushärtung erfolgte die Klebung der mit Atmosphärendruckplasma vorbehandelten GfK-Stäbe auf die Betonplatte. Als Klebstoff wurde Sika AnchorFix-3+ ausgewählt. Für jede Parameterkombination wurden fünf Versuche durchgeführt.

Faktoren	Einheit	Faktorstufen	
1. Schiefe Stellung	°	0	4.8
2. Klebstoffdicke	mm	1	5
3. Aushärtungszeit des Betons	Tage	4	28

Tabelle 4.13: Faktoren und Faktorstufen gemäß der Aufgabenstellung

Abb. 4.33 illustriert schematisch, wie durch eine gezielte Auslenkung des freien Endes der Ankestange eine Schiefstellung mit einem Winkel von 4.8° realisiert wurde.

* Vakuum-Saugstrahlengerät stand zu diesem Zeitpunkt nicht zur Verfügung

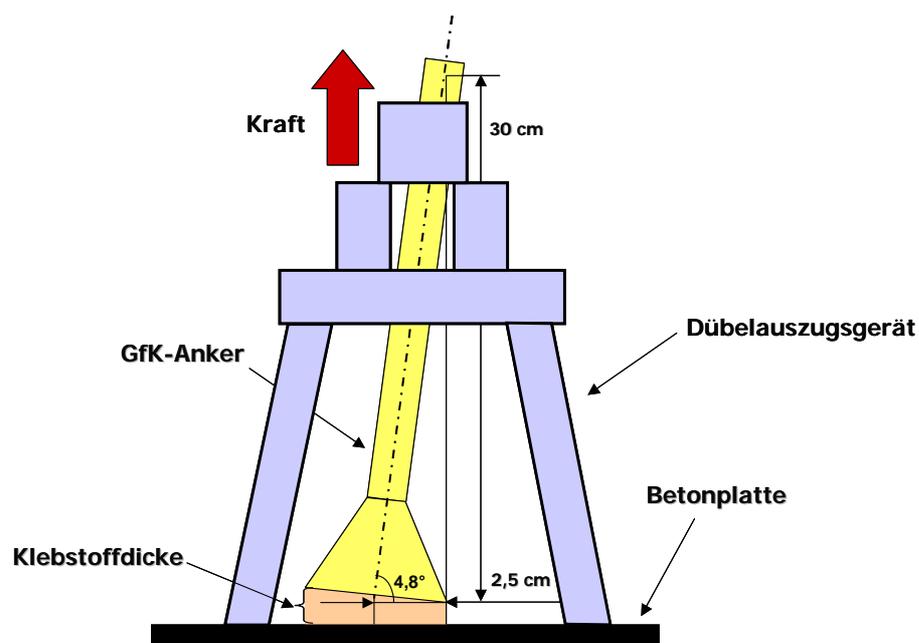


Abbildung 4.33: Gezielte Schiefstellung des GfK-Ankers

Planmatrix			
Faktor	Schiefe Stellung, [°]	Klebstoffdicke, [mm]	Aushärungszeit, [Tage]
Versuch Nr.			
1.	0	1	4
2.	4,8	1	4
3.	0	5	4
4.	4,8	5	4
5.	0	1	28
6.	4,8	1	28
7.	0	5	28
8.	4,8	5	28

Tabelle 4.14: Faktorstufenkombinationen

Nach 7 Tagen wurden die GfK-Anker mit Hilfe einer hydraulischen Belastungsvorrichtung von der Betonoberfläche getrennt. Repräsentative Bruchbilder sind in Tab. 4.15 dargestellt. Die Haftzugfestigkeitswerte (HZF) sind in Abb. 4.34 zusammengefasst.

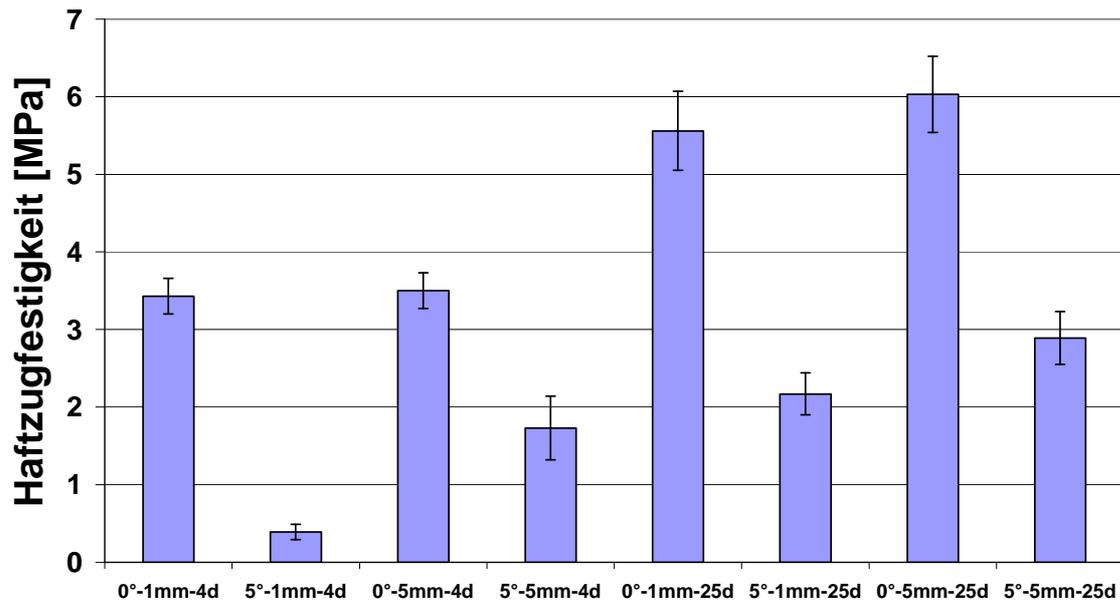


Abbildung 4.34: Haftzugfestigkeiten am Hochleistungsbeton von ComBar-Stäben unter diversen Parametern
Beim Zugversuch mit der schrägen Stellung des GfK-Ankers führen Biegemomente zu niedrigeren Haftzugfestigkeit.

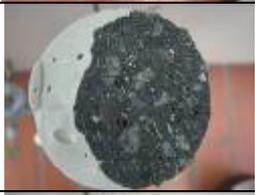
Ergebnisse				
Versuch Nr.	HZF, N/mm ²	Mittelwert + σ	Bruchbild GfK-Kopf	Bruchbild Betonoberfläche
1. 0°-1mm-4d	3.41 3.74 3.44 3.48 3.10	3.43 ± 0.23		
2. 5°-1mm-4d	0.48 0.30 0.28 0.37 0.50	0.39 ± 0.10		
3. 0°-5mm-4d	3.70 3.11 3.54 3.51 3.64	3.5 ± 0.23		
4. 5°-5mm-4d	1.76 2.40 1.50 1.67 1.34	1.73 ± 0.41		
5. 0°-1mm-25d	5.36 6.29 5.30 5.84 5.00	5.56 ± 0.51		
6. 5°-1mm-25d	1.83 2.21 2.57 2.12 2.11	2.17 ± 0.27		
7. 0°-5mm-25d	6.53 5.52 6.21 6.42 5.49	6.03 ± 0.49		
8. 5°-5mm-25d	3.15 3.20 2.63 2.44 3.02	2.89 ± 0.34		

Tabelle 4.15: Repräsentative Bruchbilder und Haftzugfestigkeitswerte nach den Haftzugversuchen der GfK-Anker

4.2.3.3. Auswertung der statistischen Ergebnisse durch Software MINITAB

Im vorliegenden Projekt wurde außerdem untersucht, inwieweit sich die verschiedenen Parameter wie Klebstoffdicke, Alter des Betons und Schräge Stellung des GfK-Ankers auf die

Haftzugfestigkeitswerte auswirken. In diesem Kapitel sollen die Ergebnisse präsentiert werden, welche mit Hilfe des statistischen Versuchplanungsprogramms MINITAB erstellt wurden.

Abb. 4.35 zeigt das Haupteffektdiagramm für die untersuchten Proben nach Prüfung der Haftzugfestigkeit.

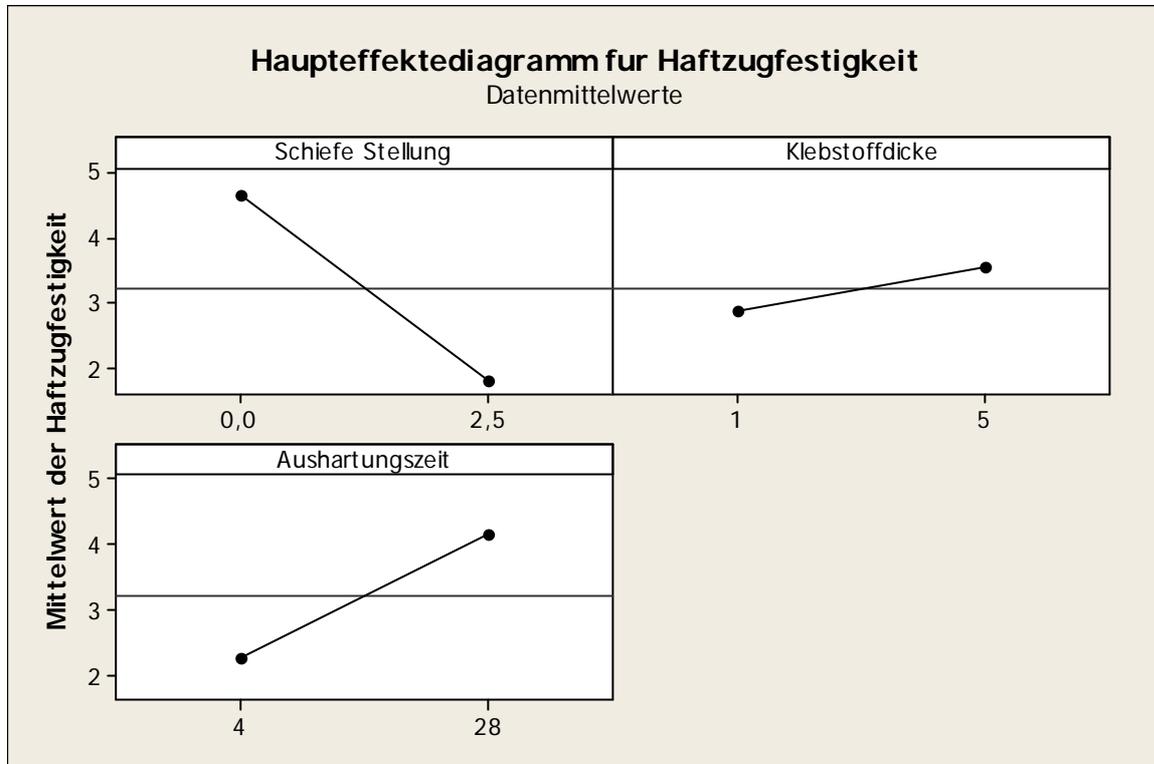


Abbildung 4.35: Haupteffektdiagramm des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

Das Haupteffektdiagramm zeigt den Einfluss der Parameter auf die Haftzugfestigkeit der Proben. Dazu werden für jede Einflussgröße die Mittelwerte der Antwortgröße (Haftzugfestigkeit) für die einzelnen Faktorstufeneinstellungen aufgetragen und durch eine Linie verbunden. Die waagerechte Mittellinie stellt den Gesamtmittelwert aller Messungen dar. Je stärker die Verbindungslinie der Faktorstufen von dieser Referenzlinie abweicht, d.h. je größer die Steigung der Geraden, umso größer ist der Effekt des Faktors. Um eine Aussage über die Signifikanz der einzelnen Faktoren treffen zu können, reicht das Haupteffektdiagramm alleine jedoch nicht aus. Dazu muss zusätzlich die Tabelle der Varianzanalyse herangezogen werden. Der wichtigste Wert des Ausgabefensters ist der p-Wert. Für jeden Term im Modell wird ein p-Wert berechnet. Er sagt aus ob der Effekt dieses Terms statistisch signifikant ist. Er orientiert sich an dem gewählten α -Niveau (in unserem Fall $\alpha=0,05$):

$p \leq \alpha$: Der Effekt des Terms ist signifikant

$p > \alpha$: Der Effekt des Terms ist nicht signifikant

In Tab. 4.16 sind die p-Werte für die geprüften Proben aufgelistet.

Faktor	p-Wert	Wechselwirkung	p-Wert
Schiefe Stellung	0,000	Schiefe Stellung* Klebstoffdicke	0,003
Klebstoffdicke	0,000	Schiefe Stellung* Aushärtungszeit	0,001
Aushärtungszeit	0,000	Klebstoffdicke* Aushärtungszeit	0,645

Tabelle 4.16: p-Werte des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

Schiefe Stellung, Klebstoffdicke und Aushärtungszeit wirken sich signifikant auf die Haftzugfestigkeit aus ($p=0$). Es zeigt sich, dass die maximale Haftzugfestigkeit für die gerade Stellung (0°), eine Klebstoffdicke von 5 mm und die vollständige Aushärtungszeit nach Betons 28 Tagen erreicht wird.

Abb. 4.36 zeigt das zugehörige Wechselwirkungsdiagramm. Eine Wechselwirkung ist vorhanden, wenn die Änderung im Mittelwert der Antwortvariablen bei einer Änderung von der tiefen zur hohen Faktorstufe von der Stufe eines zweiten Faktors abhängt. Das zeigt sich in der nicht parallel verlaufenden Linien im Wechselwirkungsdiagramm. Je stärker der Grad der Nichtparallelität ist, desto stärker ist die Wechselwirkung.

Die statistische Signifikanz der Effekte und ihre relative Stärke lassen sich an Hand des Pareto-Diagramms in Abb. 4.37 ablesen. Die rote Linie im Pareto-Diagramm stellt die Signifikanzgrenze für die Effekte dar. Sie wird mit Hilfe des α -Levels gebildet. An Hand der Abbildung lässt sich feststellen, dass die schiefe Stellung den stärksten Effekt auf die Haftzugfestigkeit ausübt, gefolgt von der Aushärtungszeit und der Klebstoffdicke. Am Pareto-Diagramm ist auch zu erkennen, dass die 2-fach Wechselwirkungen zwischen Stellung und Aushärtungszeit sowie Klebstoffdicke und Stellung nicht vernachlässigbar klein sind.

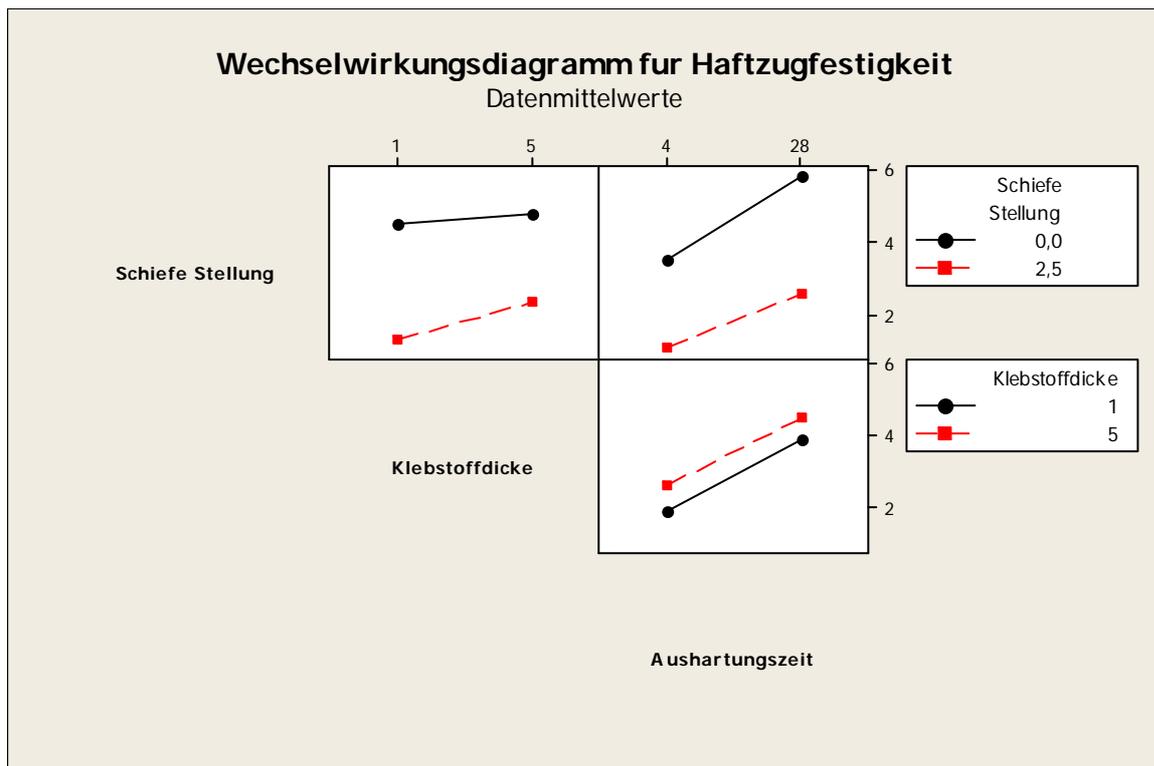


Abbildung 4.36: Wechselwirkungsdiagramm des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

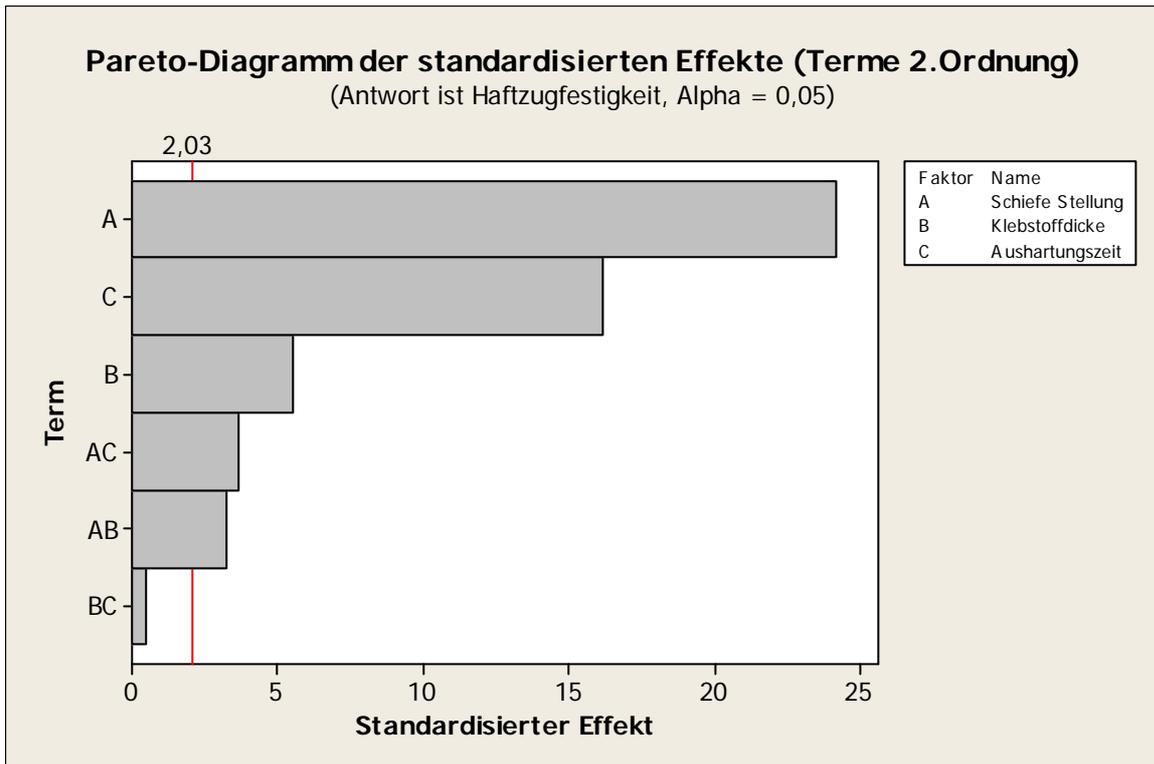


Abbildung 4.37: Pareto-Diagramm des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

Für die Auswertung von 2-stufigen Plänen lassen sich in MINITAB zusätzliche Diagramme anzeigen, welche eine Beurteilung der Ergebnisse erleichtern. In Abb. 4.38 sind Konturdiagramme abgebildet. Durch die farbliche Abstufung der Haftzugfestigkeit lässt sich ablesen, wo die optimalen Werte der Faktoren liegen.

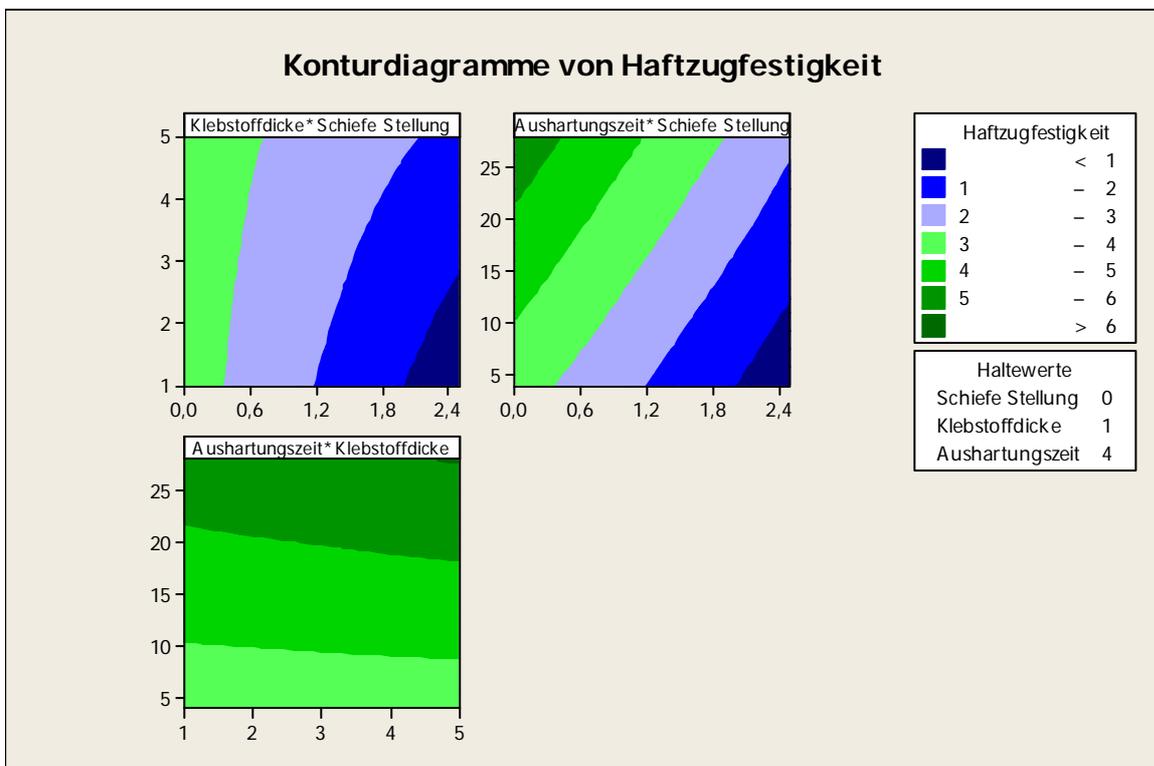


Abbildung 4.38: Konturdiagramme des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

Ein Würfeldiagramm (Abb. 4.39) stellt das Verhältnis von Faktoren und einer Antwortvariable dar. Pro Würfel werden drei Faktoren dargestellt.

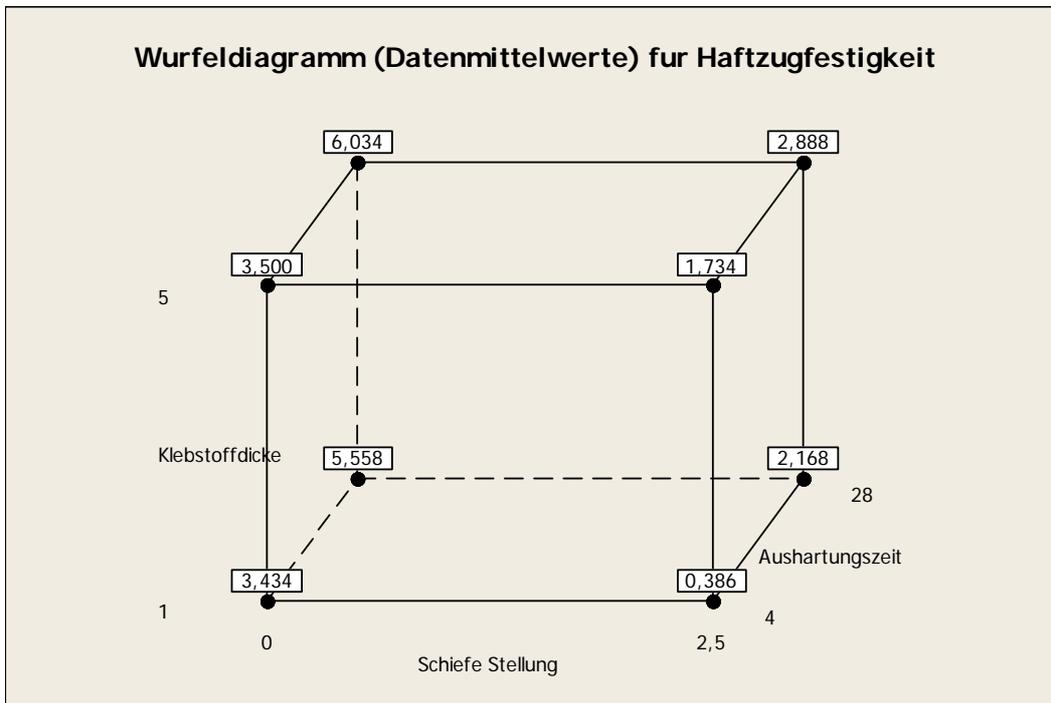


Abbildung 4.39: Würfeldiagramm des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

Für die Analyse mit Hilfe der statistischen Versuchsplanung wird eine Normalverteilung der Messergebnisse vorausgesetzt. Das lässt sich mit Hilfe der Residuendiagramme (Abb. 4.40) überprüfen.

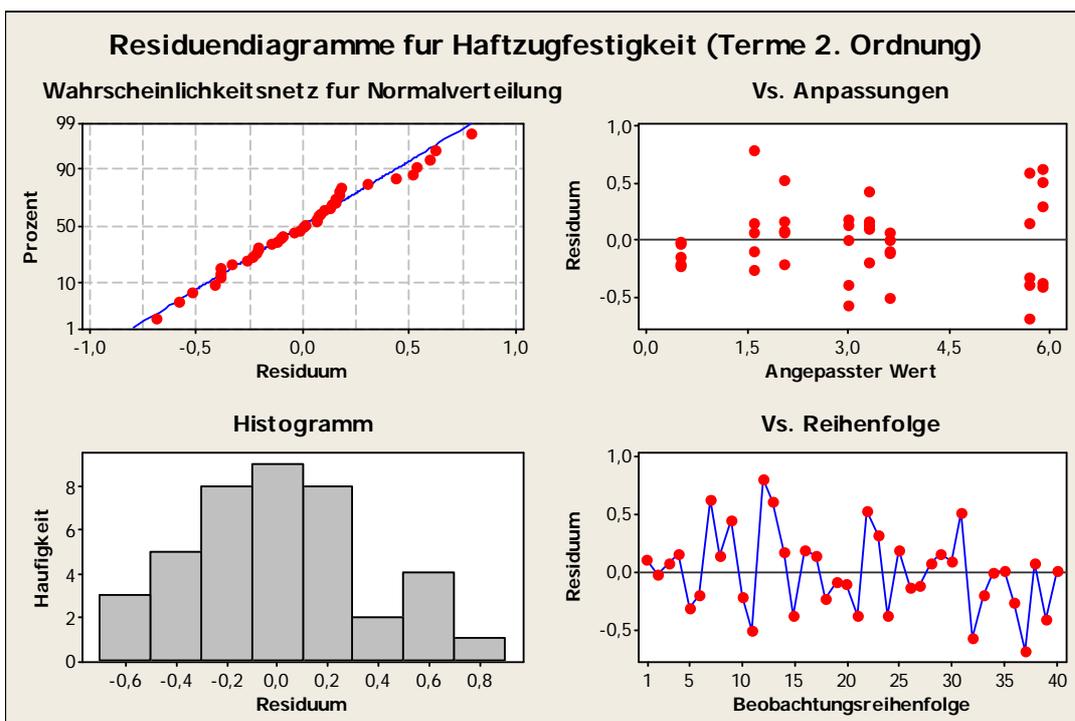


Abbildung 4.40: Residuendiagramm des 2-stufigen vollfaktoriellen Plans

Die Messwerte liegen im Wahrscheinlichkeitsnetz annähernd auf einer Geraden, das Histogramm ist fast symmetrisch und glockenförmig und es ist kein Muster in den beiden anderen Diagrammen zu erkennen, was einer normalverteilten Zufallsgröße mit gleicher Varianz im gesamten Versuchsbereich entspricht.

4.2.4. Alterungsverhalten und Temperaturempfindlichkeit

4.2.4.1. Festigkeit nach Klimawechsel-Alderung

Im Klimawechseltest mit der Bezeichnung VW PV1200 werden die Proben einem Zyklus von Feuchtigkeits- und Temperaturwechselbelastung ausgesetzt (Abb. 4.41). Dieser besteht aus 4 Stunden Konstantklima bei 80°C/95% r.H., einer anschließenden Abkühlung innerhalb von 2 Stunden auf -40°C/0% r.H.. Dieses Klima wird für 4 Stunden konstant gehalten und anschließend innerhalb von 2 Stunden wieder auf 80°C/95% r.H. erwärmt. Dieser Zyklus wurde im Rahmen dieses Projektes 60-mal durchlaufen. Nach dem Beenden des Klimawechseltestes wurden die GfK-Anker mittels der hydraulischen Prüfvorrichtung von der Betonoberfläche abgezogen (Abb. 4.42), um die Haftzugfestigkeitswerte (HZF) zu bestimmen. Repräsentative Bruchbilder sind in Tab. 4.17 dargestellt.

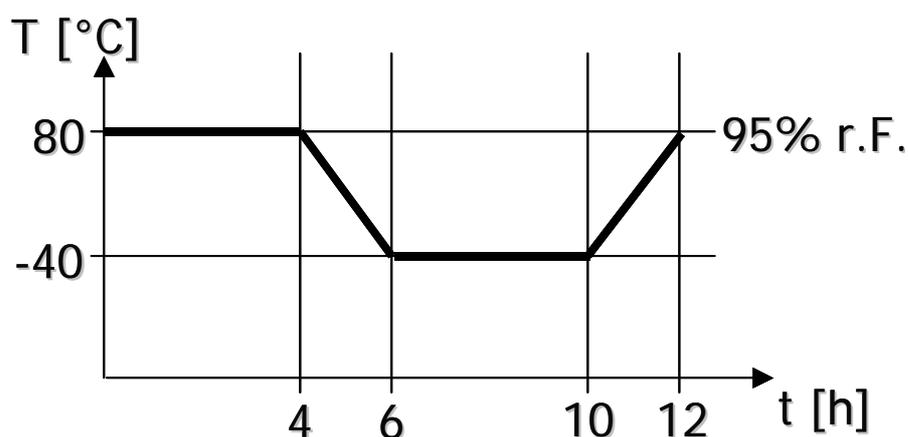


Abbildung 4.41: Klimawechseltest VW PV 1200



Abbildung 4.42: Haftzugversuche nach Klimawechseltest

	Bruch am Beton	Bruch am Kopf
SIKADUR-33		
HZF [MPa]	3.54 ± 0.36	
		
HZF [MPa]	3.80 ± 0.33	
		
HZF [MPa]	2.97 ± 0.51	

Tabelle 4.17: Repräsentative Bruchbilder und Haftzugfestigkeitswerte nach dem Klimawechseltest PV1200

Man sieht anhand der Bruchbilder, dass die Prüfung nach dem Klimawechseltest in allen Fällen zu einem kohäsivem Betonbruch führt. Es wird ein kegelförmiger Ausbruch aus der Betonplatte beobachtet (Abb. 4.43).



Abbildung 4.43: Kohäsives Versagen des Betons

Als Maß für die aufgetretene Schädigung wird der Festigkeitsabfall der gealterten Probe im Vergleich zu der ungealterten Probe herangezogen (Abb. 4.44).

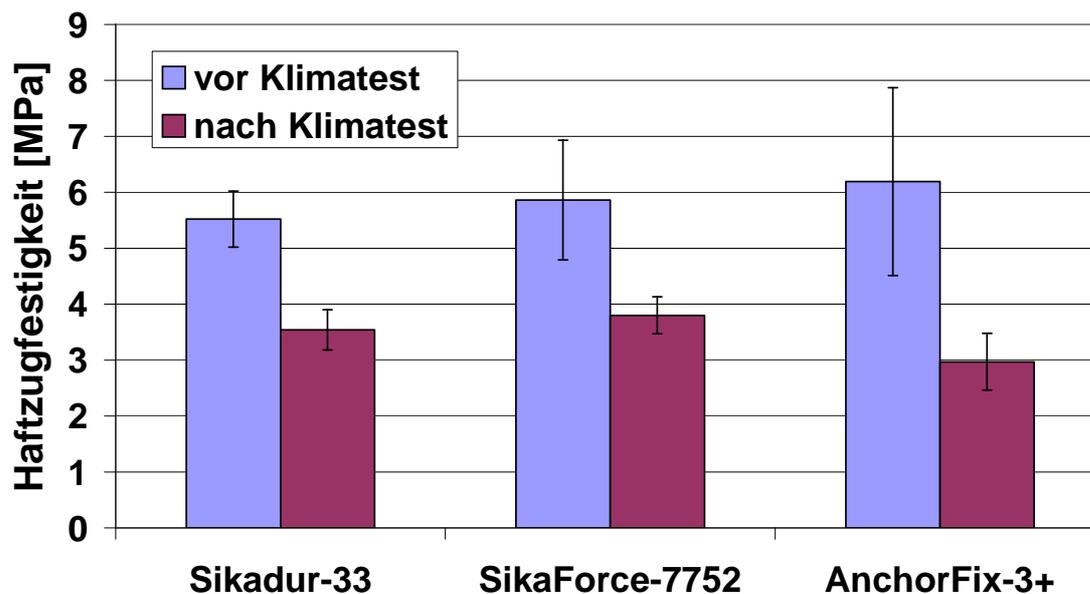


Abbildung 4.44: Haftzugfestigkeiten am Hochleistungsbeton von ComBar-Stäben vor und nach Klimatest

Aus Abb. 4.44 ist ersichtlich, dass die Haftzugfestigkeitswerte nach dem Klimatest um ca. 40% zurückgegangen sind.

4.2.4.2. Verbundfestigkeit bei 80°C und DMA-Messungen

Ein weiteres wichtiges Kriterium für die Anwendung der Klebverbunde im Bauwesen ist die Festigkeit der Verbindung bei erhöhter Temperatur. Aus diesem Grund wurden Haftzugversuche bei 80°C durchgeführt.

Dazu wurden die Proben im Umluftofen eine Stunde lang auf 85°C erwärmt, danach für den Haftzugversuch vorbereitet und abschließend mit Hilfe einer hydraulischen Belastungsvorrichtung beim Erreichen der Temperatur von 80°C abgezogen. Die Temperaturmessung erfolgte mit einem Strahlungsthermometer. Repräsentative Bruchbilder zusammen mit Haftzugfestigkeitswerten (HZF) sind in Tab. 4.18 zusammengefasst.

	Bruch am Beton	Bruch am Kopf
SIKADUR-33		
HZF [MPa]	3.07 ± 0.11	
SIKAFORCE- 7752		
HZF [MPa]	1.77 ± 0.25	
ANCHORFIX-3+		
HZF [MPa]	3.35 ± 0.04	
DP490		
HZF [MPa]	3.83 ± 0.04	

Tabelle 4.18: Repräsentative Bruchbilder bei 80°C

Es ist deutlich zu erkennen, dass es im Falle der Klebstoffe Sikadur-33, Sika AnchorFix-3+ und DP490 zum größten Teil (ca. 60% von der Oberfläche) zu einem grenzschichtnahem kohäsivem Bruch des Betons kommt und im Falle SikaForce- 7752 zu einem kohäsivem Bruch des Klebstoffes sowie Adhäsionsbruch am Primer kommt. Die Haftzugfestigkeitswerte sind in Abb. 4.45 dargestellt.

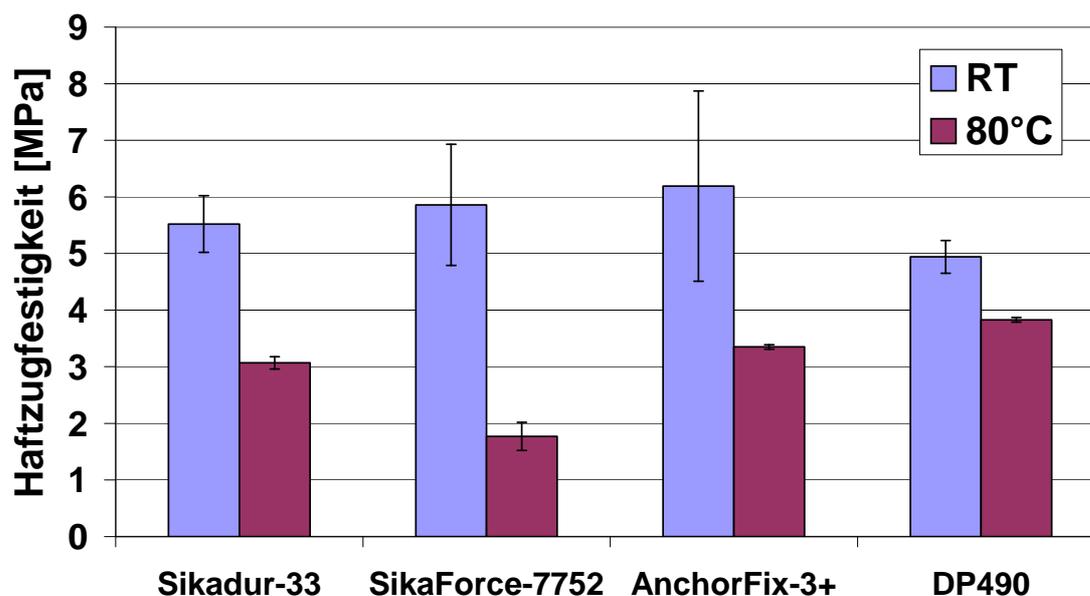


Abbildung 4.45: Haftzugfestigkeiten am Hochleistungsbeton von ComBar-Stäben bei RT und 80°C

Die größte Restfestigkeit von 78% weist der 2K-EP Klebstoff DP490 auf, die niedrigste Restfestigkeit von 30% 2K-PU Klebstoff SikaForce-7752.

Ursache für die Abnahme von Haftzugfestigkeiten ist eine reversible Änderung der Polymereigenschaften im Bereich des Glasübergangstemperatur. Die Glasübergangstemperatur ist die Temperatur, bei der sich die Eigenschaften vernetzter amorpher Polymere beim Erwärmen vom glasartigen (energieelastischen) Zustand ändern. Beim Glasübergang finden Änderungen der Härte, des Elastizitätsmoduls und des Ausdehnungskoeffizienten statt.

Die Dynamisch-Mechanische Analyse (DMA) ermöglicht die Bestimmung des Glasübergangstemperatur von Klebstoffen. Der prinzipielle Aufbau eines DMA-Messgerätes ist in Abb. 4.46 dargestellt.

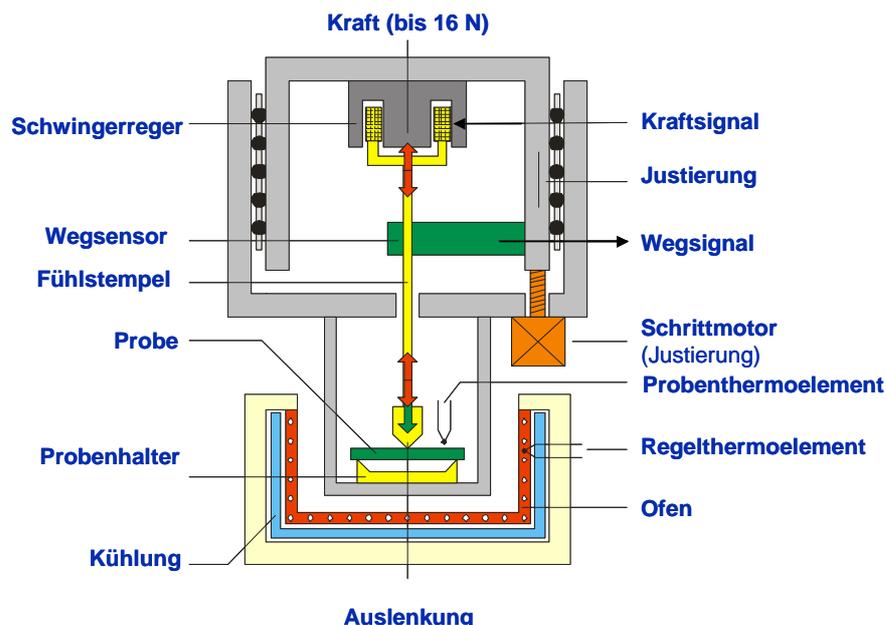


Abbildung 4.46: Schematischer Aufbau einer DMA

Die Messungen wurden an einem Gerät der Firma Netzsch, DMA 242, durchgeführt. Dieses Gerät besitzt austauschbare Probenhalterungen für eine horizontale Probenposition zur Biegebeanspruchung und vertikale Anordnungen bei Scherung und Zug. Die spezielle Ofengeometrie gewährleistet eine optimale Wärmeübertragung zwischen Umgebung und Probe bzw. Probenhalterung, so dass im gesamten Arbeitstemperaturbereich $-170^{\circ}\text{C} \dots 600^{\circ}\text{C}$ eine Temperatur-homogenität an der Probe von $\pm 1^{\circ}\text{C}$ erreicht wird.

Die Krafteinwirkung auf die Probe erfolgt ausgehend von einem elektromagnetischen Schwingerreger durch den vertikalen Belastungsstempel. Das Gerät arbeitet mit sinusförmiger Belastung in dem Frequenzbereich 0,01 Hz bis 100 Hz und ermittelt quantitative Daten für die Speichermodul und die Dämpfung viskoelastischer Materialien. Durch die Anwendung der diskreten Fourieranalyse zur Auswertung der Probenantwort auf die erzwungene Deformationsschwingung wird ein sehr rauscharmes Signal gewonnen.

Die Auswertung erfolgt anhand von Diagrammen wie in Abb. 4.47 exemplarisch an einem Klebstoff AnchorFix-3+ dargestellt. Es sind darin der Speichermodul E' , Verlustmodul E'' und der Verlustfaktor $\tan \delta$ dargestellt:

Speichermodul (E'): charakterisiert die elastischen Eigenschaften eines Werkstoffs und ist proportional zur maximal während einer Belastungsperiode gespeicherten Arbeit

Verlustmodul (E''): ist proportional zur Arbeit, die während einer Belastungsperiode im Material in Wärme umgewandelt wird. Er ist ein Maß für die bei einer Schwingung dissipierte Arbeit

Verlustfaktor ($\tan \delta$): kennzeichnet die mechanische Dämpfung oder innere Reibung eines viskoelastischen Systems.

Im verwendeten Temperaturprogramm wurden in einem ersten Schritt die Proben auf 0°C abgekühlt, isotherm zum Durchkühlen der Proben auf Starttemperatur ca. 30 Minuten gehalten und in einem zweiten Schritt mit 2 K/min auf Endtemperatur von 140°C aufgeheizt. In den Untersuchungen wurde zur Ermittlung der Glasübergangstemperaturen für alle untersuchte

Klebstoffsysteme (Tab. 4.19) der Wendepunkt der Verlustmodulkurve E'' ermittelt mit einer Frequenz von 1 Hz herangezogen.

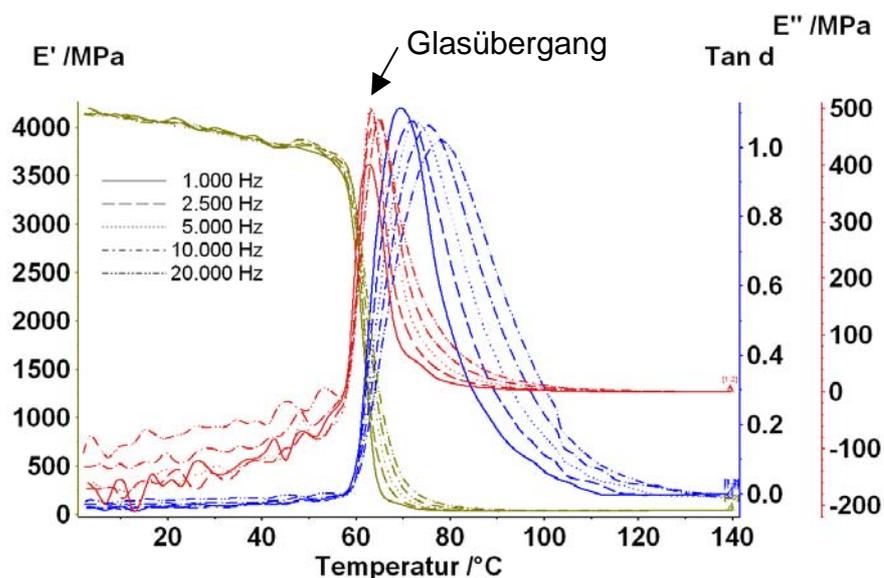


Abbildung 4.47: Auswertung einer DMA Messung für AnchorFix-3+

Klebstoffe	E''
AnchorFix 3+	62,8
Sikadur 33	47,8
SikaForce 7752	33,8
DP 490	66,8

Tabelle 4.19: Werte von Verlustmodulen (E'') für die untersuchten Klebstoffe

Die Ergebnisse der Restbruchfestigkeiten in Zusammenhang mit den Glasübergangstemperaturen der Klebstoffe sind in Abb. 4.49 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die ein höherer Wert der Glasübergangstemperatur mit einer höheren Festigkeit der Klebverbunde bei 90°C korreliert.

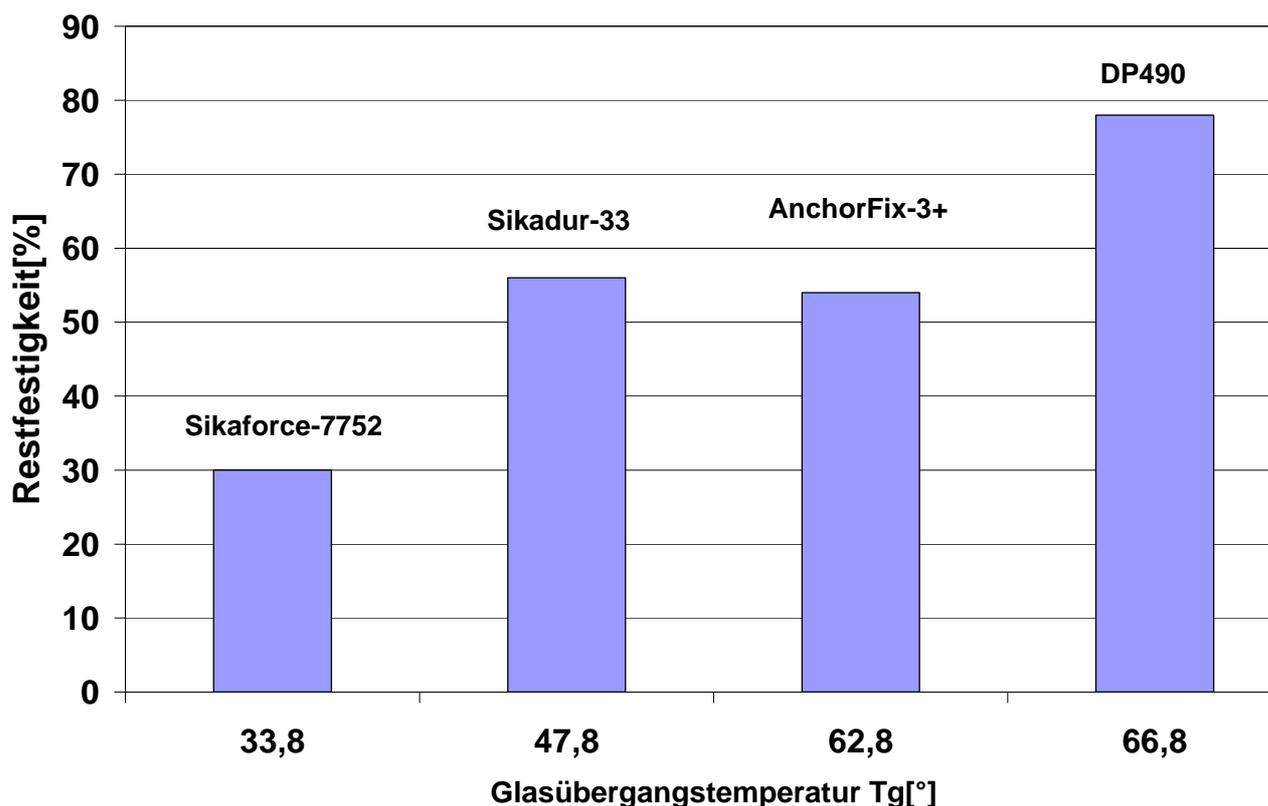
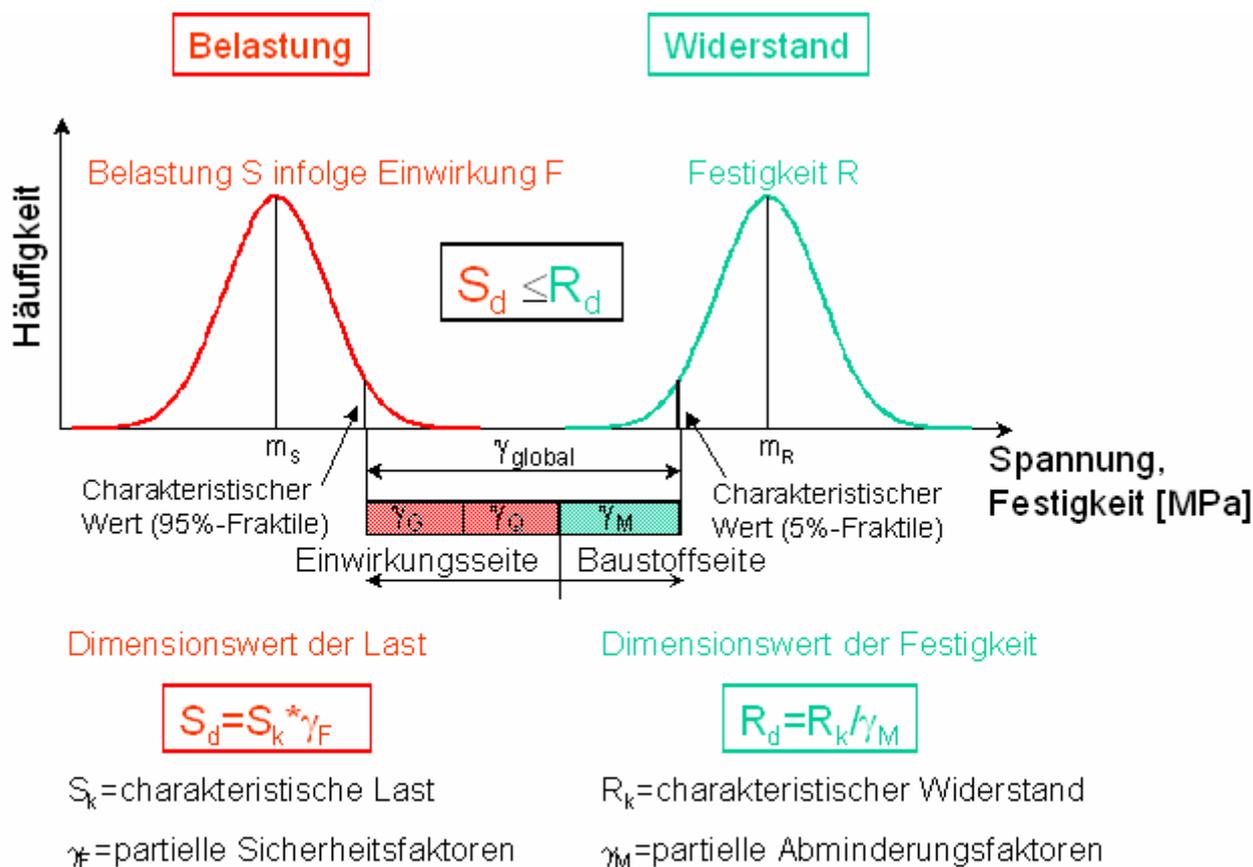


Abbildung 4.48: Restfestigkeiten der Klebstoffe im Zusammenhang mit Glasübergangstemperatur

4.2.5. Berechnung charakteristischer Widerstandswerte

Im Bauwesen wird zum Nachweis der Grenzzustände der Belastungen (Einwirkungen wie Schnee, Wind) und der Widerstände (Baustoffeigenschaften) in den Normen festgelegt, dass der charakteristische Festigkeitswert R von Baustoffen mit einem 5%-Fraktilwert, bzw. der charakteristische Wert der Belastungen mit einem 95%-Fraktilwert der Grundgesamtheit der statistischen Verteilung dieses Wertes entspricht. Diese Festlegung findet sich in der baustoffunabhängigen DIN 1055-100 [103] (Abschnitt 6.4, Absatz (2)) und im Eurocode 0 [DIN EN 1990]. Die Wahl des 5%-Fraktilwertes findet sich aber auch in weiteren baustoffbezogenen Normen. Je nach Anwendung werden verschiedene Vertrauensbereiche, alle jedoch größer 75 %, angenommen. Der 5%-Fraktilwertes ist jener Wert der Messgröße, der die Fläche unter der Gauß-Kurve so aufteilt, dass der abgetrennte Flächenteil gerade 5% der Gesamtfläche beträgt (Abb. 4.49).



Teilsicherheitsbeiwerte γ_i	
ständige Einwirkungen γ_G	Baustoffeigenschaft γ_M
veränderliche Einwirkung γ_Q	

Abbildung 4.49: Sicherheitskonzept

Zur Berechnung des 5%-Fraktilwertes benötigt man zunächst statistische Angaben der jeweiligen Größen. Daraus kann eine Wahrscheinlichkeitsfunktion erstellt werden, welche die Streuung der Größe erfasst. Bei Annahme der Wahrscheinlichkeitsverteilungsfunktion nach der Normalverteilung (Gauß) wird der 5%-Fraktilwert R_k wie folgt berechnet:

$$R_k = x - k \cdot s,$$

mit:

R_k = 5%Fraktilwert

x = Mittelwert

k = Faktor

s = Standardabweichung

Über die Wahl des k-Faktors wird die Unsicherheit der Verteilungsparameter (Anzahl der Stichproben) berücksichtigt, so dass der k-Faktor von der Versuchsanzahl abhängt. Wenn man eine Normalverteilung und einen 95%-Vertrauensbereich unterstellt, ergibt sich z.B. in unserem

Fall für 5 Versuche $k = 4.21$ aus der Student-t-Verteilung. Der 95%-Vertrauensbereich für den Mittelwert ist ein Bereich, der bei durchschnittlich 95% der Stichproben den wahren Mittelwert der Grundgesamtheit enthält. Bei einer sehr großen Stichprobenzahl (unendliche Anzahl Stichproben) erhält man $k = 1,645$.

Nach folgender Annahme, dass der GfK-Anker bei Raumtemperatur gerade auf dem ausgehärteten Beton geklebt ist (Klebstoffdicke 5 mm), errechnet sich ein Fraktilwert von 3.9 MPa ($R_k = 6.0 - 4.2 \cdot 0.5 = 3.9$).

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_M berechnet sich aus:

$$\gamma_M = \frac{R_{K,ungealtert}^{5\text{-Fraktil}}}{R_{K,ungealtert}^{5\text{-Fraktil}} - 1,04 \cdot \sigma_R}$$

$$\gamma_M = 3.90/3.4 = 1,15$$

Abschließend berechnet sich ein Dimensionierungswert der Festigkeit R_D aus:

$$R_D = \frac{R_{K,ungealtert}^{5\text{-Fraktil}}}{\gamma_M} \cdot \eta$$

wo, η das Produkt der Abminderungsfaktoren ist.

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \eta_5 \quad (\text{Tab. 4.20})$$

η	Abminderungsfaktoren	Wert
η_1	Neuer Beton	0.7
η_2	Schrägstellung	1.0 Abhilfe durch Gelenk
η_3	Frost-Tau-Beanspruchung	0.5
η_4	Wärmebelastung	0.6
η_5	Installationsqualität	0.8

Tabelle 4.20: Abminderungsfaktoren

$$R_D = (3.9/1.15) \cdot 0.7 \cdot 0.5 \cdot 0.6 \cdot 0.7 = \mathbf{0.5 \text{ MPa}}, \text{ bzw. } \mathbf{1.0 \text{ kN}}$$

Die obige Formel kann somit simplifiziert werden zu : $R_D = \frac{R_{K,ungealtert}^{5\text{-Fraktil}}}{6,8}$

Wobei, $\gamma_{\text{Klebstoff}} = 6,8$

4.3. Zusammenfassung und Ausblick

Während der Untersuchungen zur Klebeignung der Oberflächen von stahlfaserverstärktem Hochleistungsbeton und Hochleistungsbeton mit Glasfasermatten wurde festgestellt, dass sich auf Hochleistungsbeton mit Stahlfasern die besten Verbundfestigkeit 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.

Im Verlauf des Projektes wurde gezeigt, wie die Fertigungsparameter z. B. Schrägstellung der Befestigungsmittel und Alter des Betons eine entscheidende Wirkung auf die erreichbaren Haftzugfestigkeiten ausüben. 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 zukünftig durch den Einbau eines Kopfgelenkes in GfK-Anker vermieden werden. Der Reduzierung der Verbundfestigkeit durch Randspannungen unter Frost-Tau-Klimawechselbeanspruchung kann durch eine Segmentierung der rechnerische benötigten Gesamtkleblfläche in kleinere mechanisch gekoppelte Bereiche entgegengewirkt werden..

Bei der Berechnung der Fraktilwerte und Abminderungsfaktoren des Bemessungswerts wurden Alterungsverhalten sowie die Temperaturabhängigkeit der Haftzugfestigkeit berücksichtigt und ein charakteristischer Widerstandswert von 1.0 kN für das Klebstoffsystem SikaAnchorFix-3+ berechnet.

5. Weitere experimentelle Untersuchungen

5.1. Pilottests zur wirklichkeitsnahen Simulation von Windlasten

Ein innovativer Windlastenversuchsstand wurde wie in Abb. 5.1 – 5.7 dargestellt konzipiert. Die Windlasten werden durch Luftdruck simuliert. Anders als bei den konventionellen Windlastversuchsständen, die die Windlasten als lineare Lasten simulieren, werden bei diesem Windlastversuchsstand die Windlasten als Flächenlasten aufgebracht. Durch diese Verteilung der Lasten sollen realitätsnahe Ergebnisse erzielt werden.

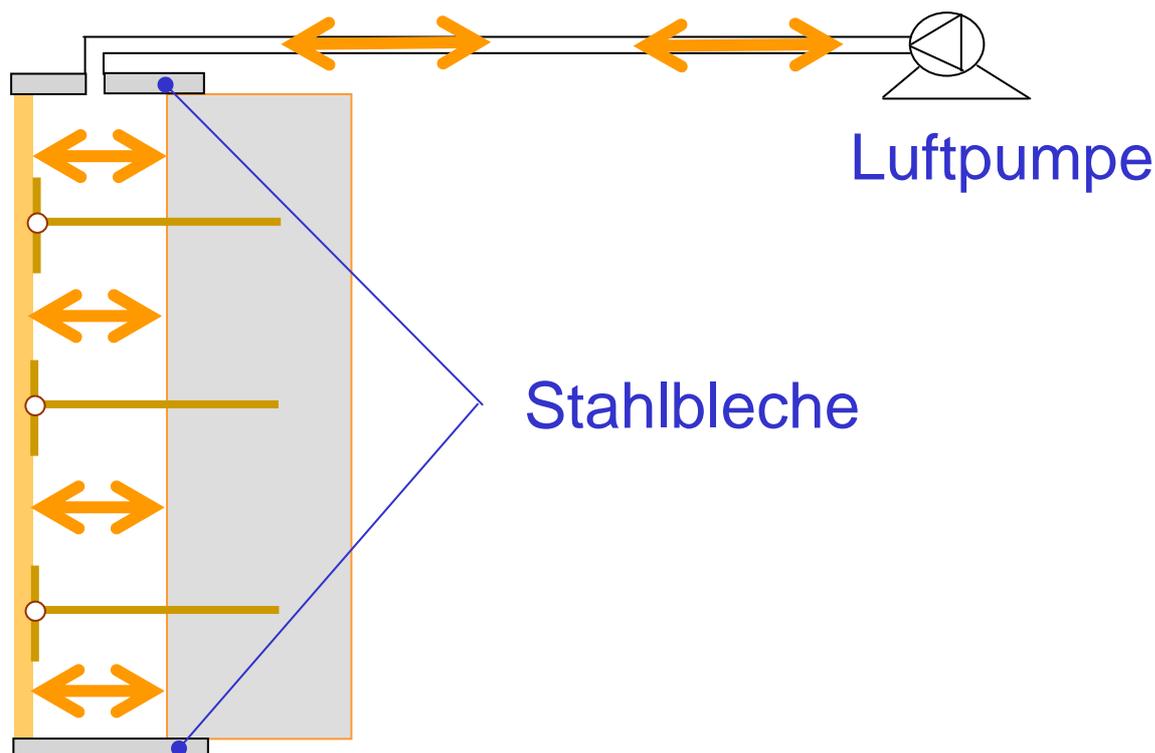


Abbildung 5.1: Schematische Darstellung des Windlastversuches

Der Aufbau des Windlastenversuchsstands ist in Abb. 5.2-5.7 dargestellt. In Abb. 5.2 wurde die Grundierungsschicht an den Fassadenplatten aufgebracht. Nach einem Tag wurden GfK - Anker an die Fassadenplatte (Abb. 5.3) geklebt. Die Fassadenplatte mit den Ankern wurde 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.



Abbildung 5.2: Anwendung der Grundierungsschicht auf der Fassadenplatte



Abbildung 5.3: Ankleben der GfK Anker auf die Fassadenplatte



Abbildung 5.4: Fassadenplatte mit Ankern liegt auf dem frischen Beton

Das für dieses Projekt verwendete beiderseitige Klebeband ist ein besonderes Klebeband der Firma Airtech Europe S.A., 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.



Abbildung 5.5: Anbringen des elastischen, beidseitigen Klebebandes am Fassadensystem



Abbildung 5.6: Stahlbleche am Fassadensystem befestigen

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)

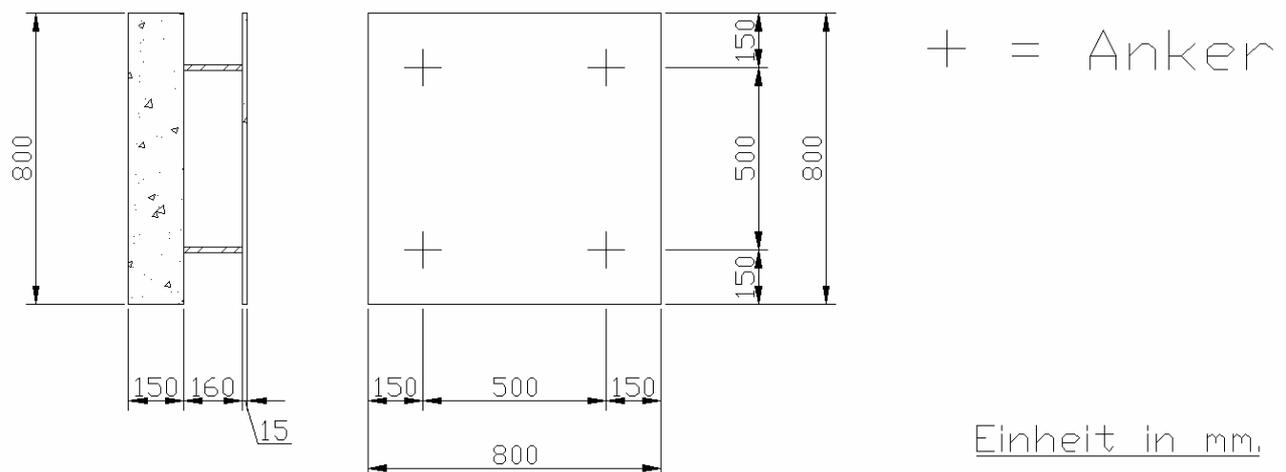


Abbildung 5.7: Versuchskörper zur Simulation von Windsog (Überdruck im Versuchsstand) und Winddruck (Unterdruck im Versuchsstand)

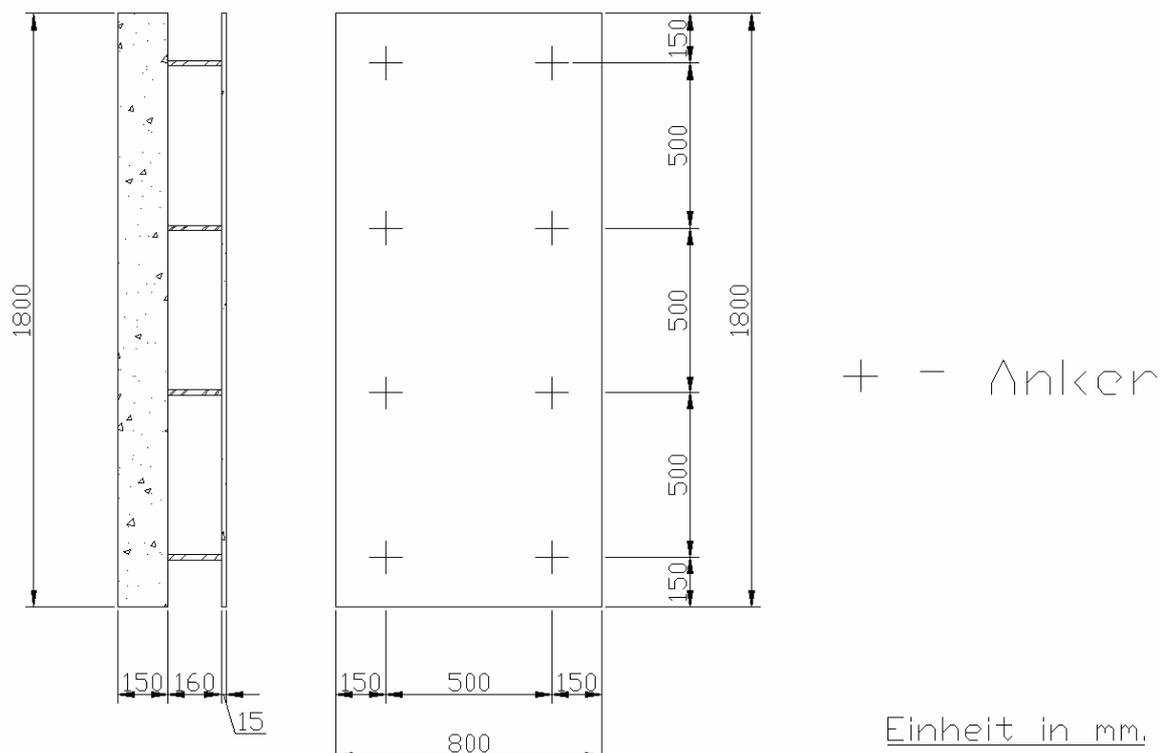


Abbildung 5.8: Versuchskörper zur Simulation von Winddruck (Unterdruck im Versuchsstand)

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

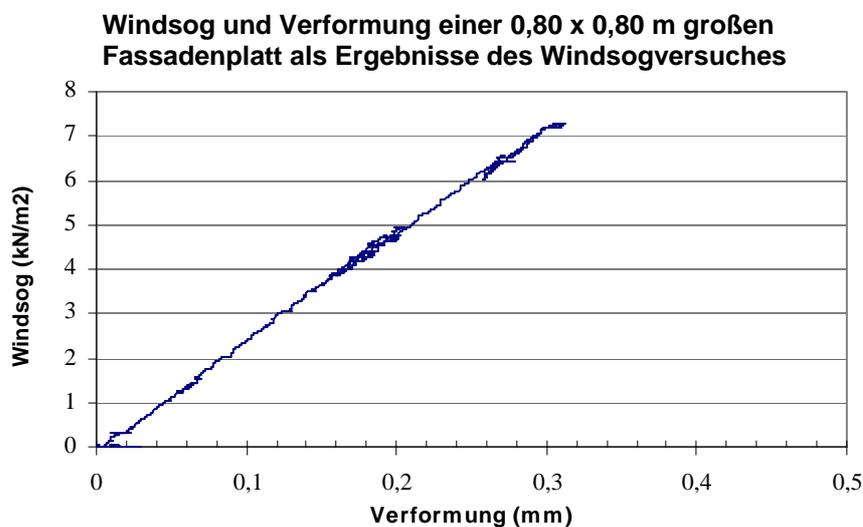


Abbildung 5.9: Ergebnisse des Windsogversuchs an der 0.80 x 0.80 m grossen Fassadenplatte (Überdruck im Versuchsstand)

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 trotzdem fünf mal größer als die Windsoglast.

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

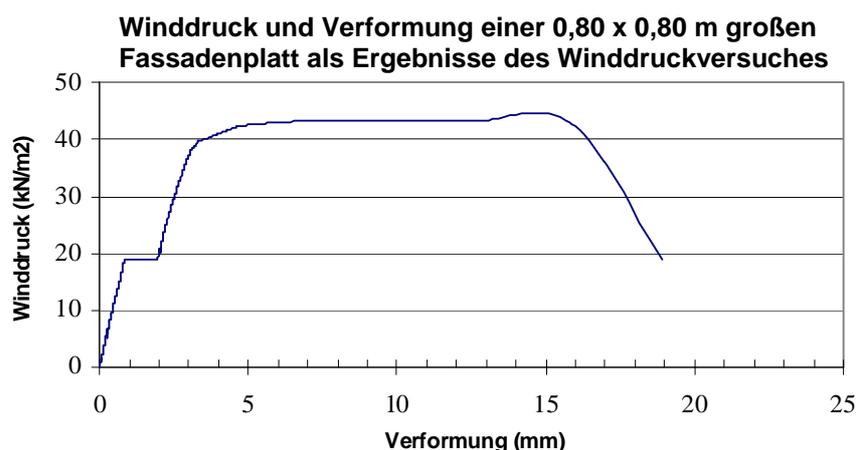


Abbildung 5.10: Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 0.80 m großen Fassadenplatte (Unterdruck im Versuchstand)

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 Windsoglast. Der erste Teil des Diagramms zeigt einen konstanten Anstieg. Bei einem Luftdruck von ca. 18 kN/m^2 rutschte die mittlere Schraubswinge herunter und kam mit dem Wegaufnehmer in Berührung. Hörbare Risse entstanden bei einem Luftdruck von ca. 40 kN/m^2 . 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

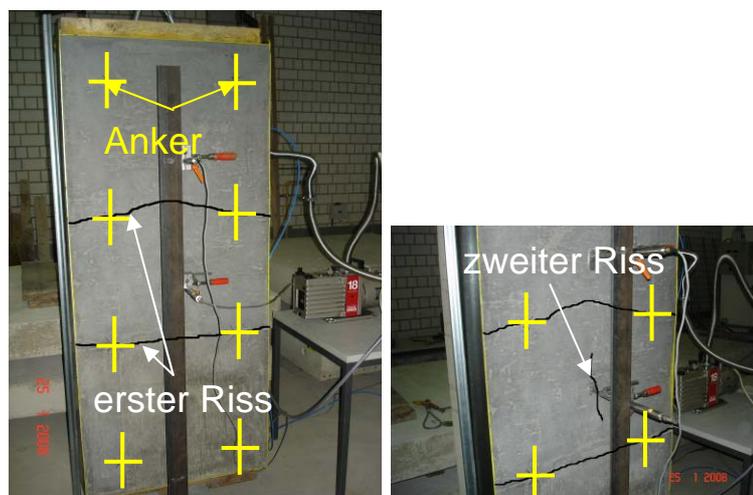
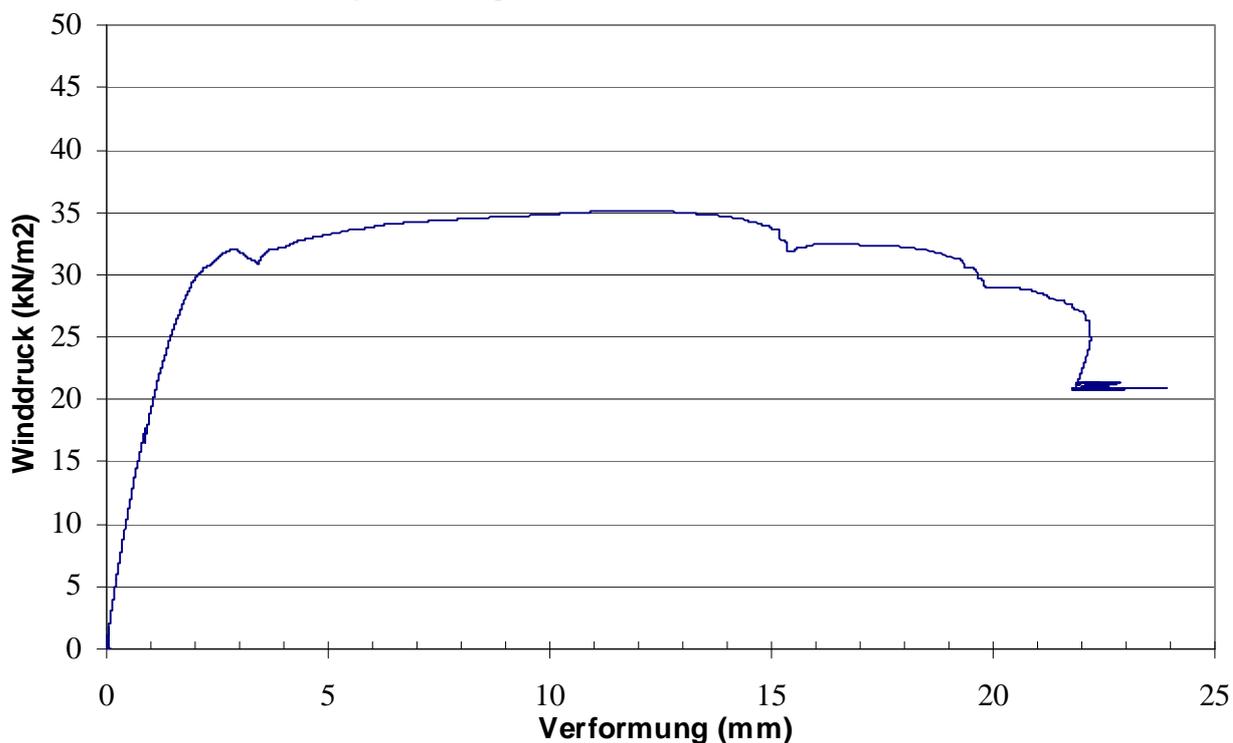
Winddruck und Verformung einer 0,80 x 1,80 m großen Fassadenplatte als Ergebnisse des Winddruckversuches

Abbildung 5.11: Ergebnisse des Winddruckversuchs an der 0.80 x 1.80 m großen Fassadenplatte (Unterdruck im Versuchstand)

Der maximale Luftdruck beträgt 35.1 kN/m^2 . Der erste Riss entstand bei einem Luftdruck von 30.1 kN/m^2 . Im Vergleich zu einem Träger war die Fassadenplatte in der vertikalen Achse fester steifer als in der horizontalen Achse. Bei gleicher Verformung am mittleren Punkt war die erzeugte Biegespannung in der horizontalen Achse größer als in der vertikalen Achse. Deshalb entstand der erste Riss über dem ersten inneren Auflager, wie ein Riss in einem Durchlaufträger unten einer gleichmäßigen Last.

Nachdem die ersten Risse bei einer Verformung von 2 mm stattgefunden haben, stellten sich hier zwei plastische Gelenke ein. 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 einer Stützweite hat das Versagen im Feldbereich stattgefunden. Bei mehreren Feldern trat das Versagen im zweiten Stützbereich vom Rand her ein. Daher sollte das Fassadensystem immer einen Randabstand haben, damit das maximale Moment im ersten Feldbereich reduziert wird.

5.2. Biegeversuch unter Dauerlast der GfK Anker

Ziel ist es, das Langzeitbiegeverhalten des GfK Ankers zu untersuchen. Das angehängte Gewicht von ca. 100 N stellt das Fassadengewicht je Anker dar:

$$\left((15\text{mm Dicke}) \times (600\text{mm} \times 600\text{mm Ankeraster}) \times \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ Eigengewicht der Fassadenplatte} \right) = 93,75 \text{ N} \right)$$

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

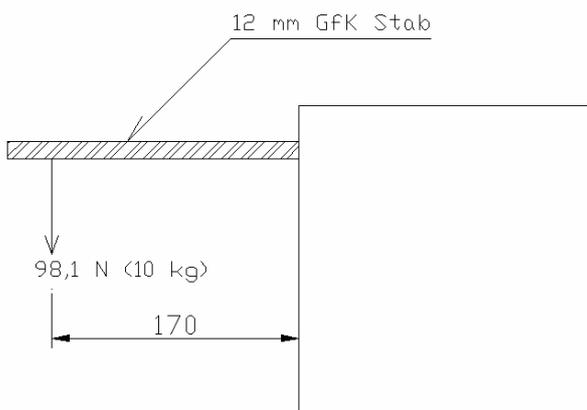


Abbildung 5.12: Versuchsstand des Langfristigen Biegeversuchs der GfK Anker

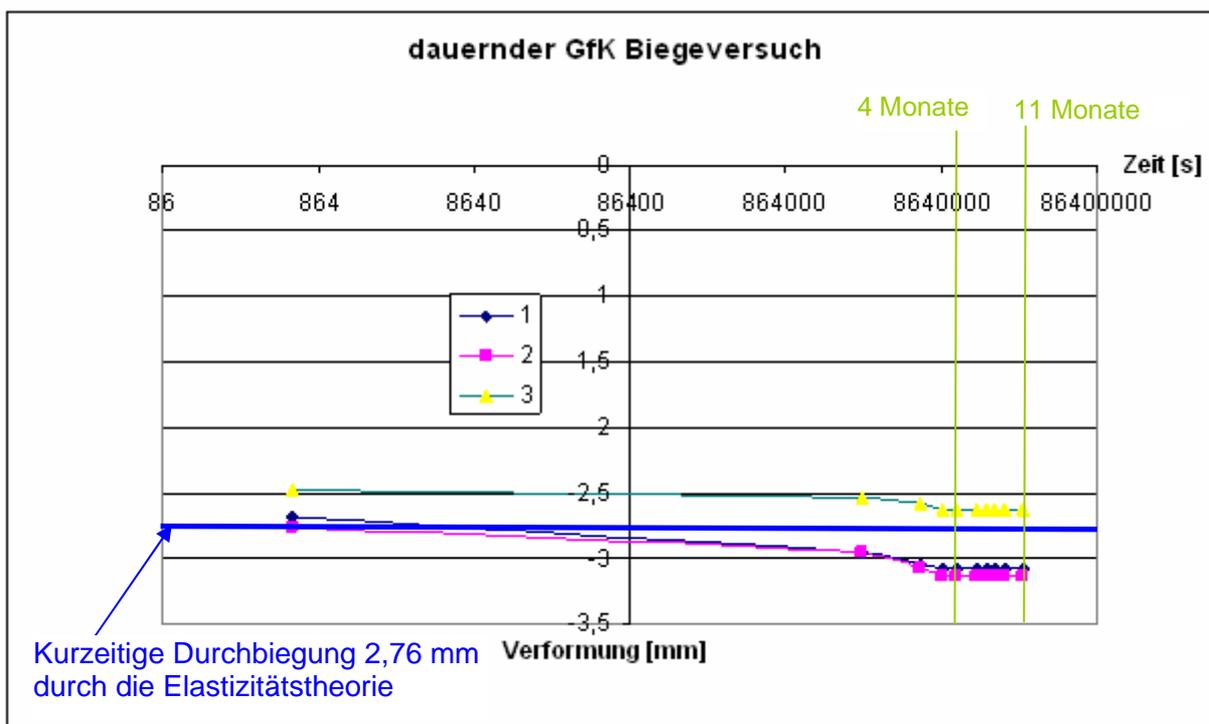


Abbildung 5.13: Durchbiegung des GfK Ankers im langfristigen Biegeversuch

Nach 11 Monaten ist die Durchbiegung um 11,76 % größer als die durchschnittliche, kurzzeitige Durchbiegung. Trotzdem zeigt der Trend, dass die Durchbiegung nach 4 Monaten fast konstant bleibt. Der Faktor $\eta = 1,15$ wird für die langfristige Verformung vorgegeben.

5.3. Biegeversuch für Glasfaserbeton

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

Die Platten wurden von der Fa. Rudolph 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

Tabelle 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 Einlaminieren 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 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.



Abbildung 5.14: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,0-1



Abbildung 5.15: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,0-2



Abbildung 5.16: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,0-3

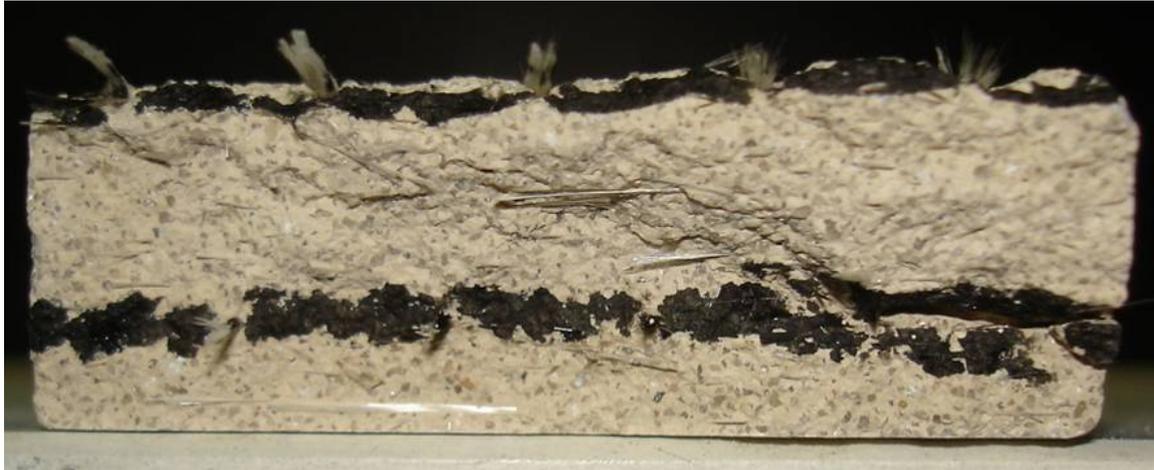


Abbildung 5.17: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,8-1



Abbildung 5.18: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,8-2

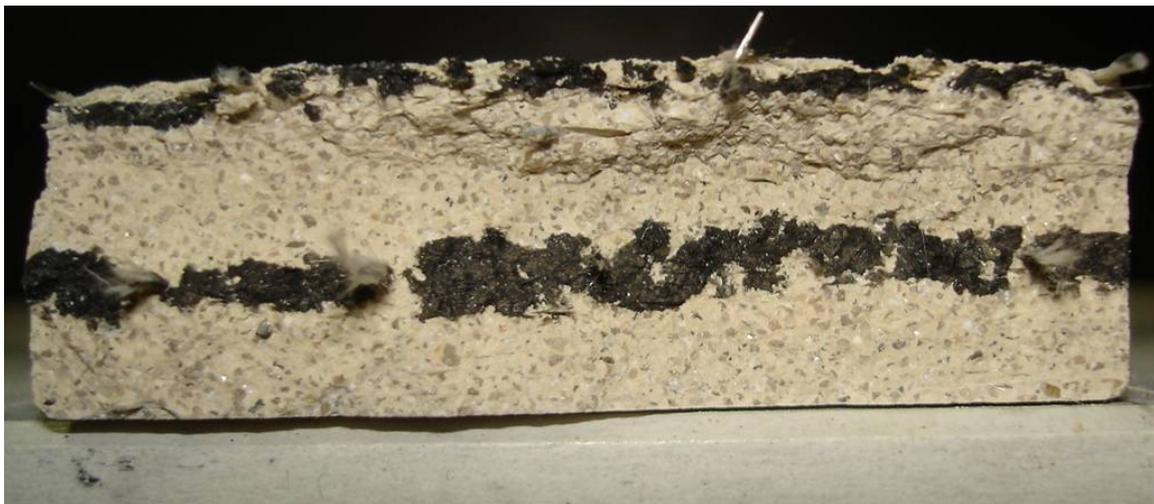


Abbildung 5.19: Querschnitt des Versuchskörpers VK1,8-3

Versuchsnummer	Abstand des oberen Gewebes von den rauen Seiten (mm)	Abstand des unteren Gewebes von den rauen Seiten (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

Tabelle 5.2: Abstand der Gewebe von den rauen 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 0,06 mm/min durchgeführt.

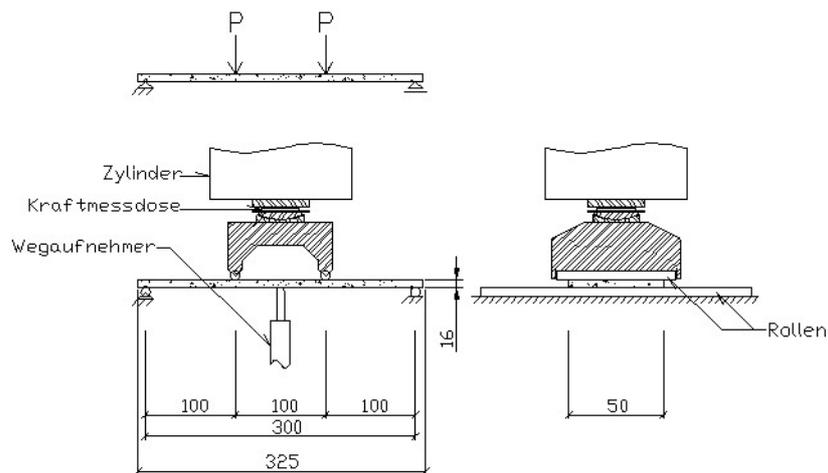


Abbildung 5.20: Versuchsaufbau der Biegezugversuche nach EN 1170-5



Abbildung 5.21: Versuchsstand

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

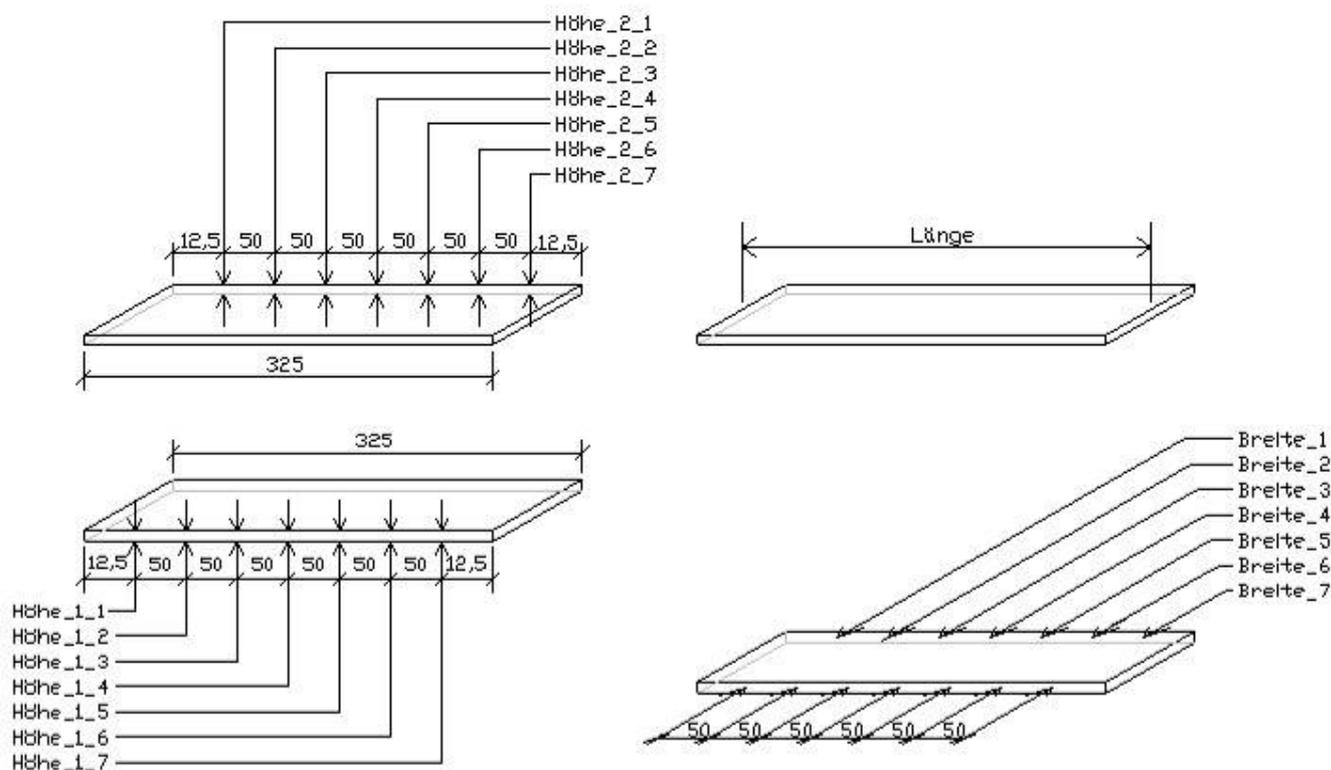


Abbildung 5.22: Abmessungen (Einheit in mm.)

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

Tabelle 5.3: Versuchskörperbezeichnungen

Versuchsnummer	Höhe_1_1 (mm)	Höhe_1_2 (mm)	Höhe_1_3 (mm)	Höhe_1_4 (mm)	Höhe_1_5 (mm)	Höhe_1_6 (mm)	Höhe_1_7 (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

Tabelle 5.4: Versuchskörperhöhe Position 1

Versuchsnummer	Höhe_2_1 (mm)	Höhe_2_2 (mm)	Höhe_2_3 (mm)	Höhe_2_4 (mm)	Höhe_2_5 (mm)	Höhe_2_6 (mm)	Höhe_2_7 (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

Tabelle 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

Tabelle 5.6: Versuchskörperbreite

Versuchsnummer	Länge (mm)	Gewicht (kg)	Dichte (kg/m ³)	Belastungs-Geschwindigkeit (mm/min)	Gewebe (Lagen)	Belastungsseite
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

Tabelle 5.7: Weitere Versuchskörperinformationen

5.3.1.3. Bruchbilder



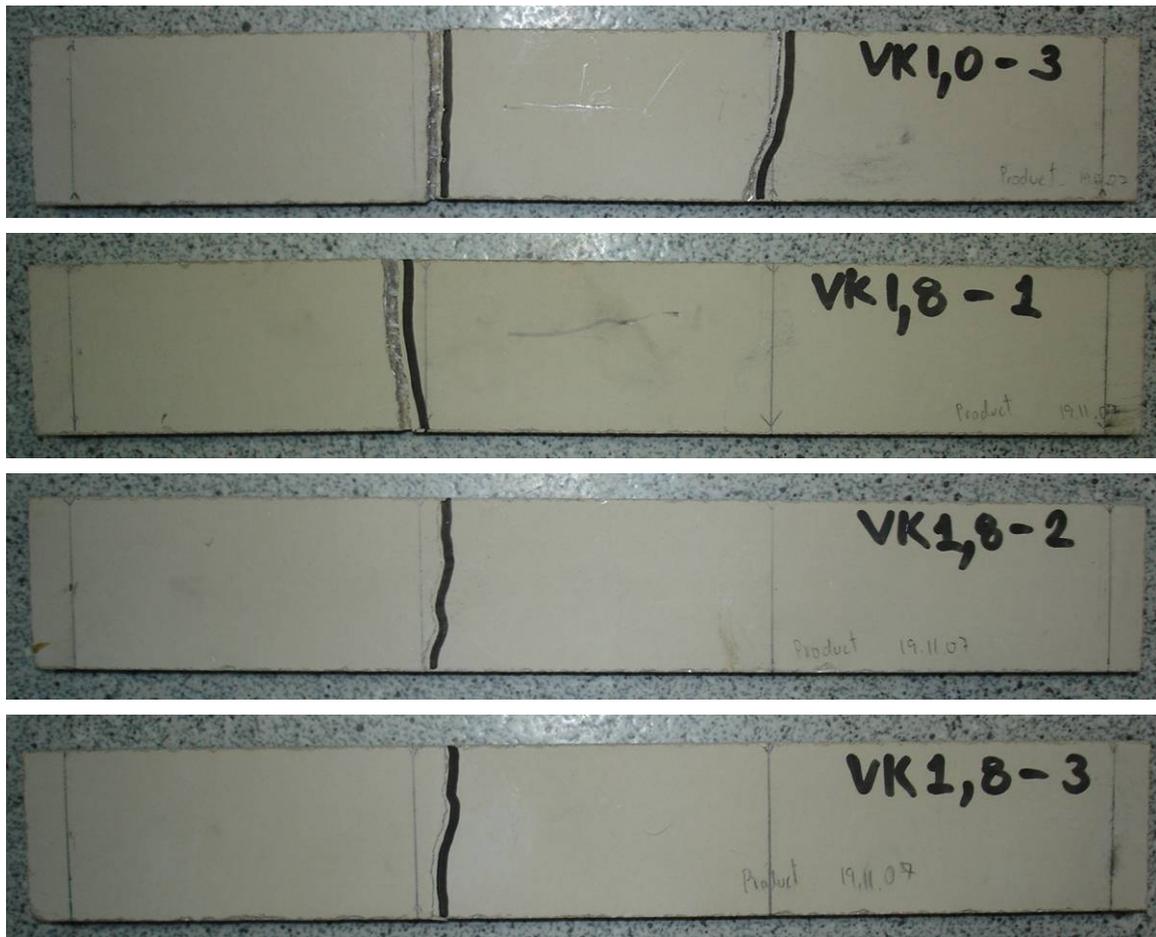


Abbildung 5.23: Rissbildung nach dem Versuch

5.3.1.4. Last-Verformungsdiagramm

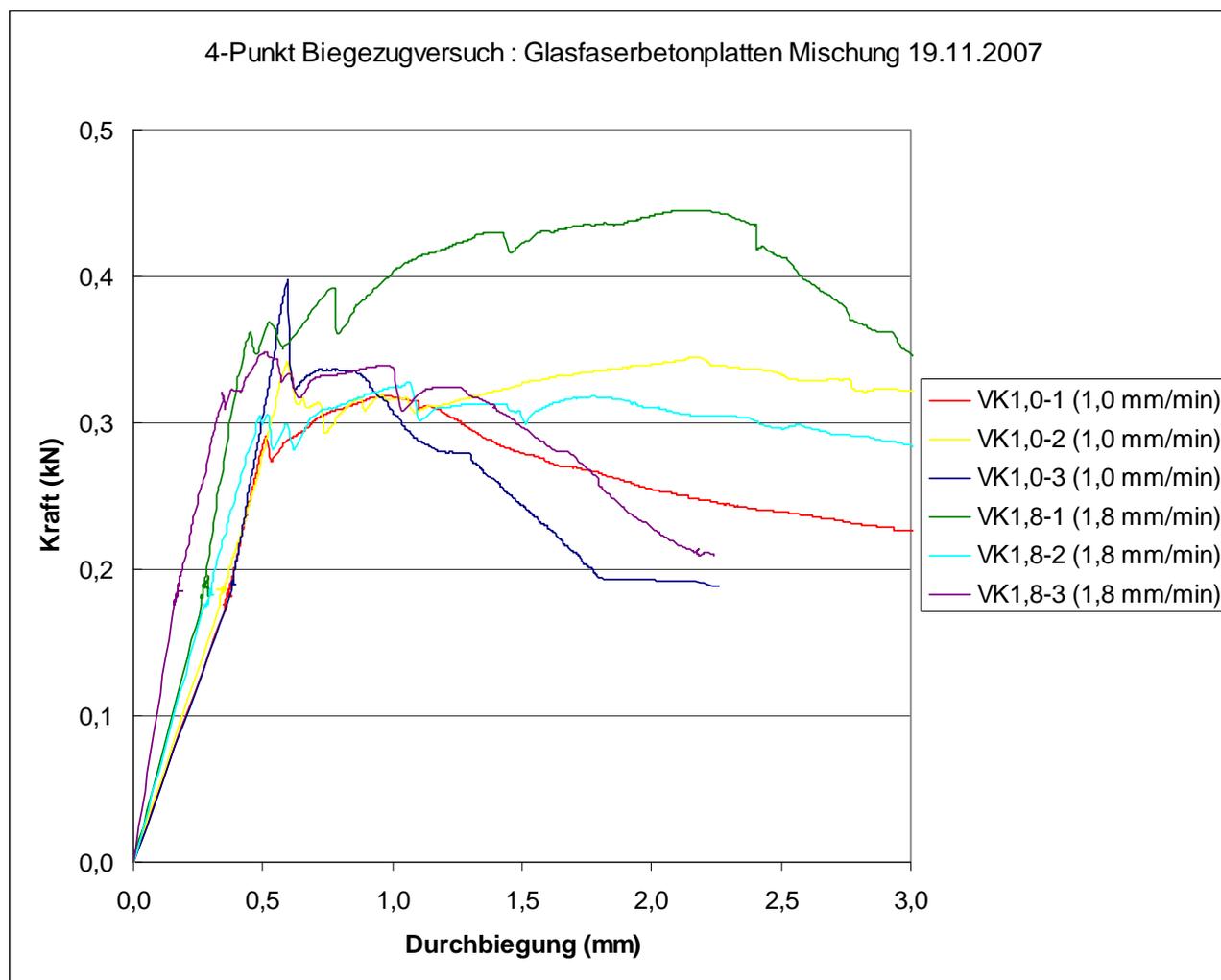


Abbildung 5.24: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton

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

5.3.1.5. Versuchsergebnisse

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

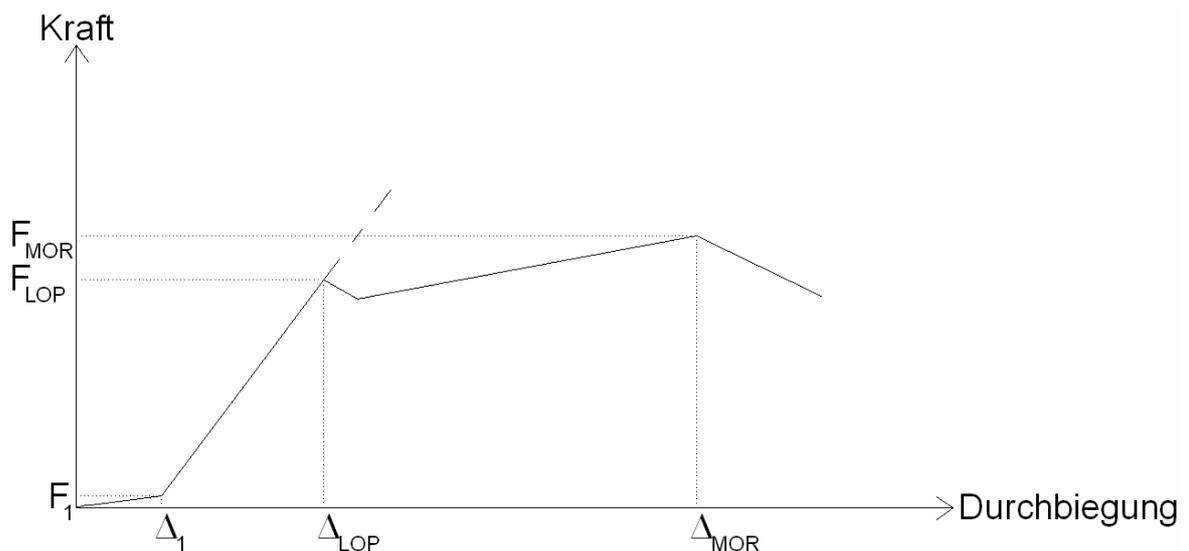


Abbildung 5.25: Beispiel für eine Kraft-Durchbiegungs-Linie

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

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

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

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

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

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

b = Breite des Prüfkörpers, in mm;

d = Dicke des Prüfkörpers, in mm;

l = Stützweite, in mm;

Δ_{LOP} = Durchbiegung an der Proportionalitätsgrenze, in mm;

Δ_{MOR} = Durchbiegung an der Proportionalitätsgrenze, in mm;

F_{LOP} = Last bei Erreichen der Proportionalitätsgrenze, in N;

F_{MOR} = Last bei Erreichen der Proportionalitätsgrenze, in N;

σ_{LOP} = Biegespannung an der Proportionalitätsgrenze, in N/mm²;

σ_{MOR} = Biegespannung an der Proportionalitätsgrenze, in N/mm²;

ε_{LOP} = Dehnung bei der Proportionalitätsgrenze.

ε_{MOR} = Dehnung bei der Proportionalitätsgrenze.

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

Tabelle 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. 5.26 durchgeführt. Die Abmessungen entsprechen denen der in Kapitel 5.3.1.2 beschriebenen Versuche.

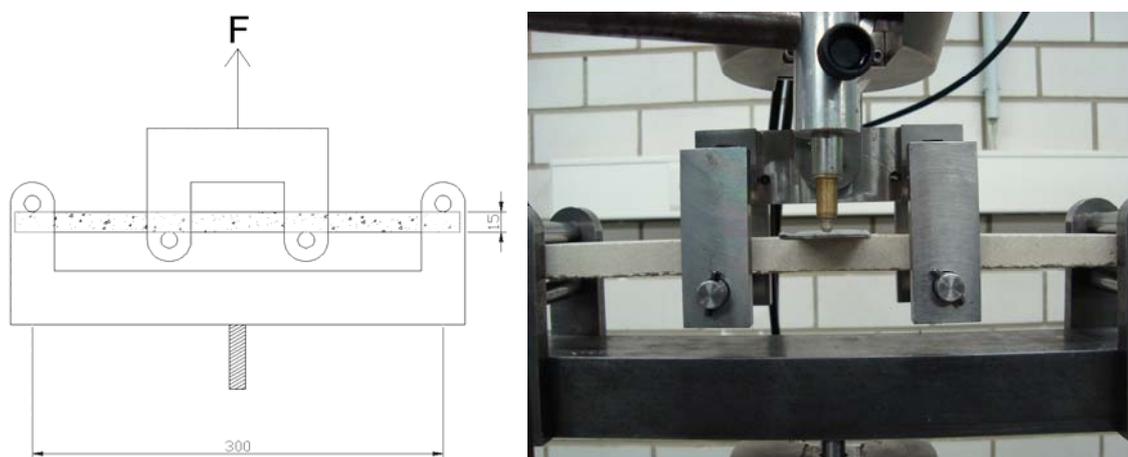


Abbildung 5.26: Versuchsaufbau und Versuchsstand der Biegezugversuche nach EN 1170-5

Die Belastungsgeschwindigkeiten waren gemäß EN 1170-5, 1,8 mm/min, 0,06 mm/min (0,001 mm/s ist die langsamste Belastungsgeschwindigkeit der Prüfmachine) und 6.000 mm/min. Die Neigung des Glasfaserbetons θ betrug wie in Abb. 5.27 90° und 45° . Das Versuchsprogramm ist in Tab. 5.9 dargestellt und die Last-Verformungsdiagramme in Abb. 5.28-5.31.

Versuchsprogramme	Belastungsgeschwindigkeit (mm/min)	Neigung des Glasfasergewebes θ ($^\circ$)	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	6.000	90	5	60	Abb. 5.31

Tabelle 5.9: Versuchsprogramm

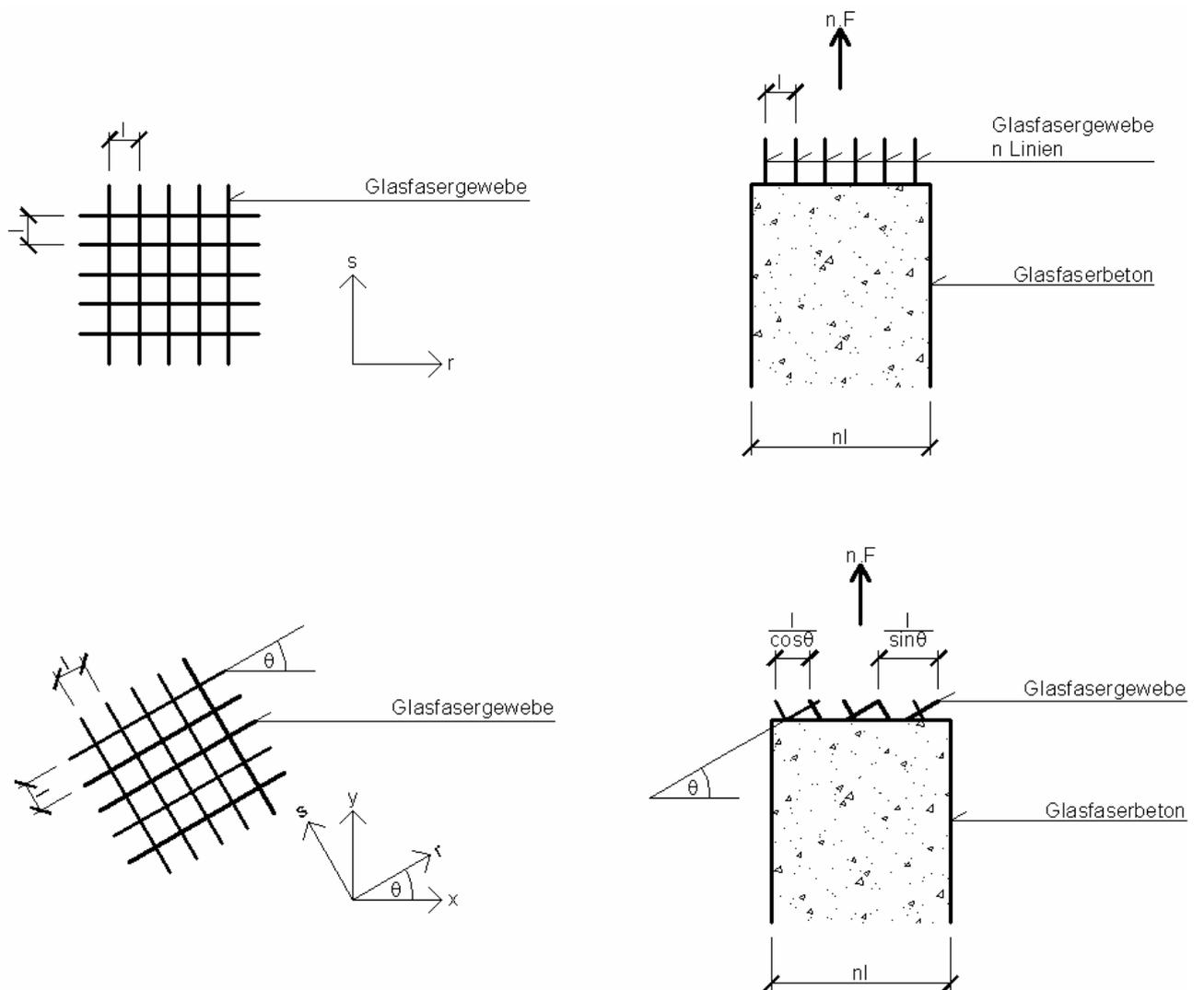


Abbildung 5.27: Neigung des Glasfasergewebes im Glasfaserbetonstreifen

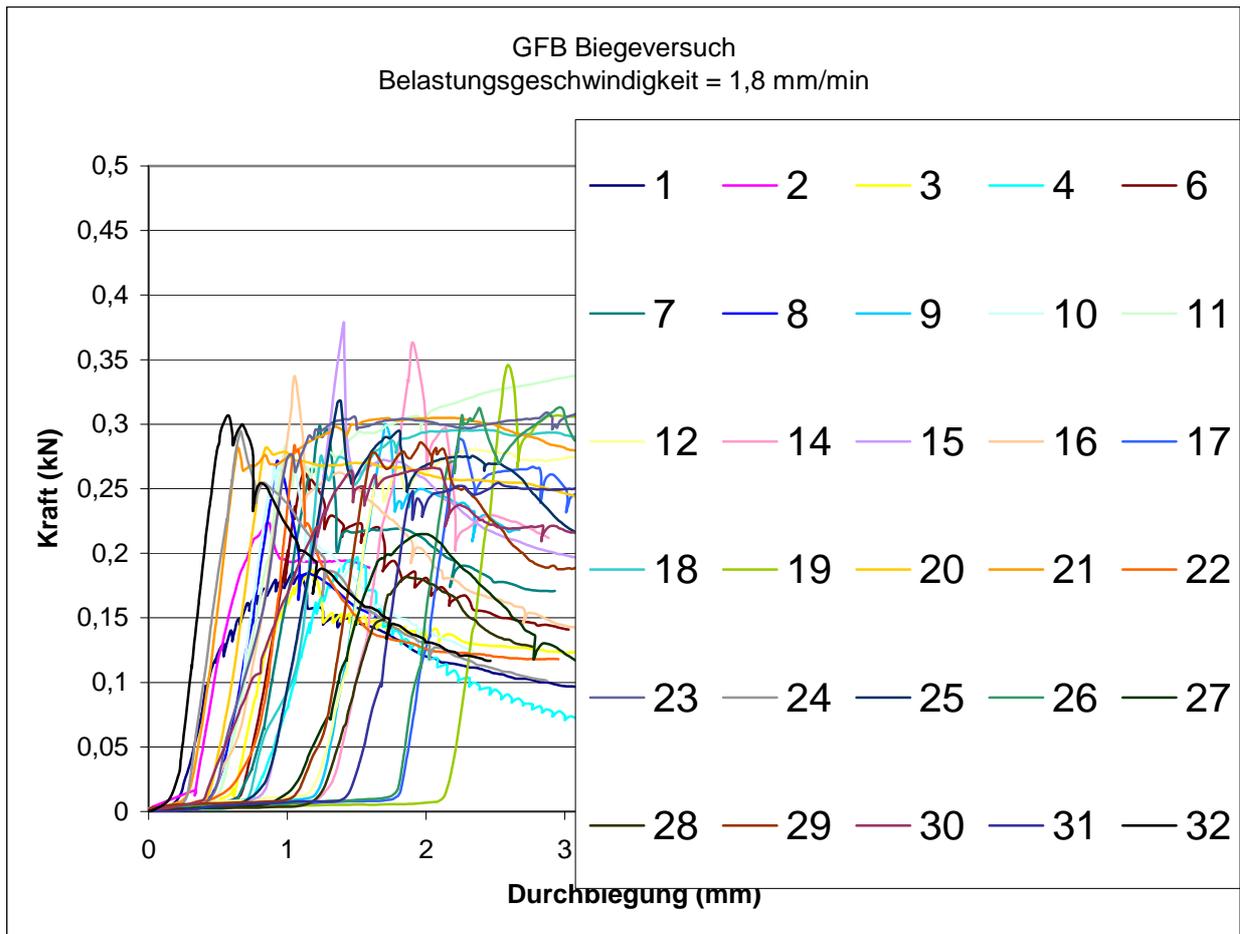


Abbildung 5.28: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 1,8 mm/min , die Neigung des Glasfasergewebes = 90°

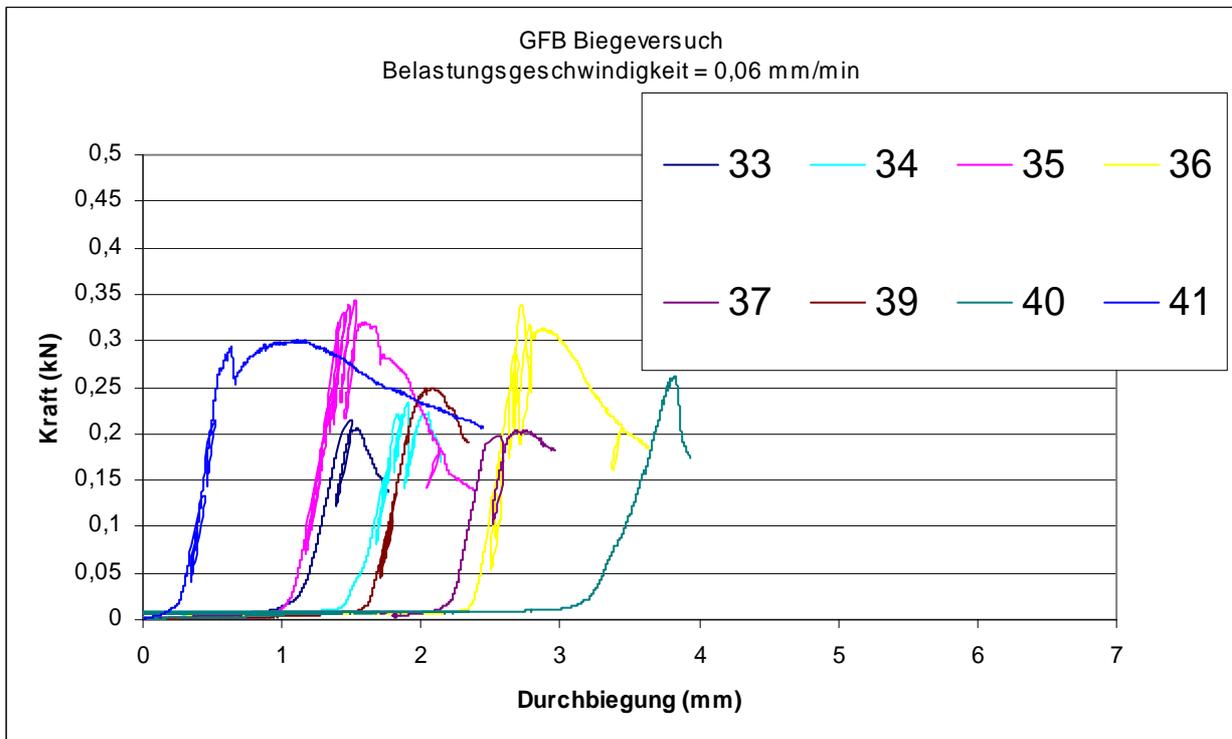


Abbildung 5.29: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 0,06 mm/min , die Neigung des Glasfasergewebes = 90°

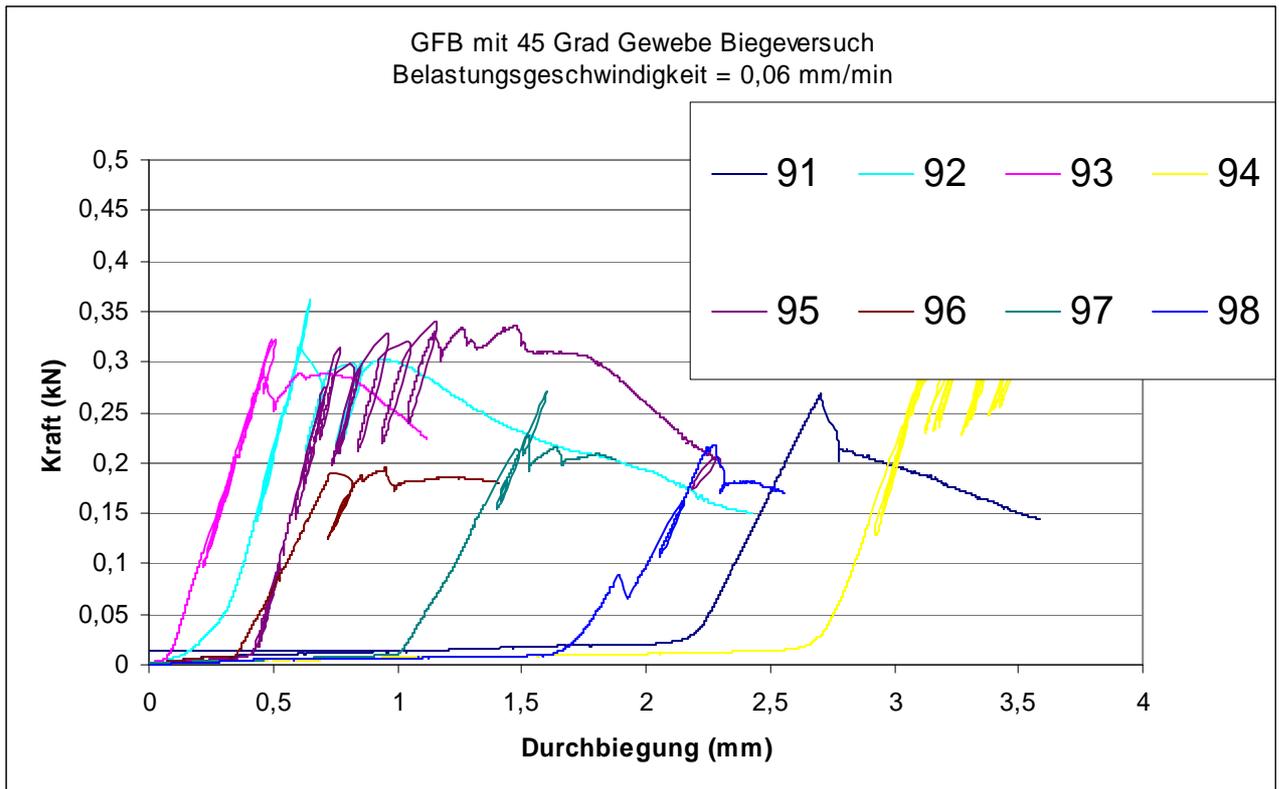


Abbildung 5.30: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 0,06 mm/min , die Neigung des Glasfasergewebes = 45°

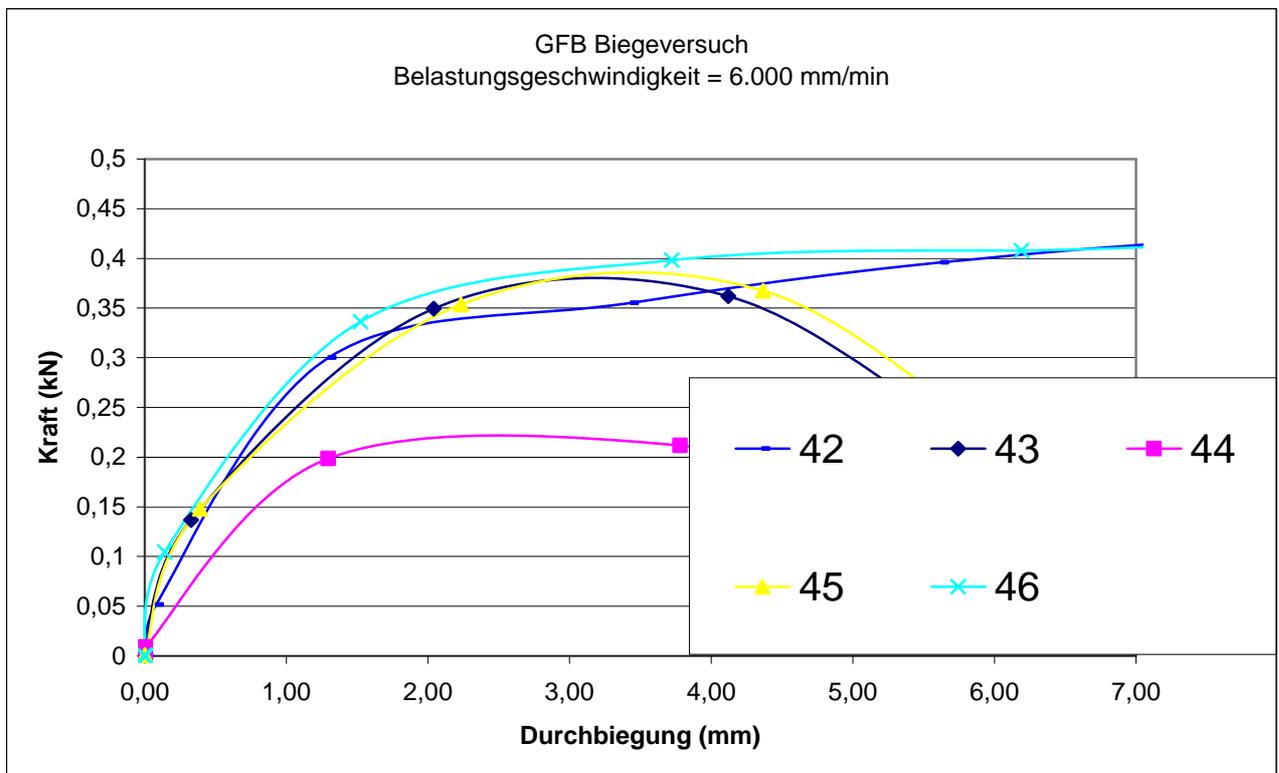


Abbildung 5.31: Last-Verformungsdiagramm des Biegeversuchs für Glasfaserbeton, Belastungsgeschwindigkeit = 6.000 mm/min , die Neigung des Glasfasergewebes = 90°

Versuchs- programme	Belastungs- geschwindigkeit [mm/min]	Neigung des Glasfasergewebes θ [°]	Biege- Zugfestigkeit [N/mm ²]	Variationskoeffizient v [%]
1	1,8	90	6,60	26,61
2	0,06	90	5,35	38,17
3	0,06	45	8,28	11,02
4	6.000	90	7,19	23,92

Tabelle 5.10: Ergebnisse der kurzzeitigen Biegeversuche

Die Ergebnisse der Versuchsprogramme 1. und 2. in Tabelle 5.10 zeigen, dass die langsamere Belastungsgeschwindigkeit zu einer um 18,94 % kleineren Biegezugfestigkeit führt. Das heißt, dass der Biegeversuch mit der langsameren Belastungsgeschwindigkeit gefahren werden sollte. Dies führt zu dem Versuchsprogramm 4. in Tab. 5.9 - 5.10 und dem Langzeit - Biegeversuch in Kapitel 5.3.2.2.

Die Ergebnisse der Versuchsprogramme 2. und 3. in Tabelle 5.10 zeigen, dass die kleinere Neigung des Glasfasergewebes keine kleinere Biegezugfestigkeit ergibt. Dies bedeutet, dass die Biegezugtragfähigkeit der Fassadenplatte aus Glasfaserbeton unabhängig von der Richtung des Biegemomentes ist. Theoretisch sollten die Zugspannungen im Glasfasergewebe auch unabhängig von der Gewebeneigung sein.

5.3.2.2. Langzeit - Biegeversuche

Die Konstanten Gewichte liegen als Lasten auf den Glasfaserbetonstreifen (Abb. 5.312). Die maximale Bruchlast von 400 N aus Abb. 5.31 wurde 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, 80 N.



Abbildung 5.32: Dauernder Biegeversuchstand für Glasfaserbeton

Nach dem Versagen wurden die Laufzeiten und die Biegezugspannungen in Abb. 5.33 dargestellt. Nach 6 Monaten kam es in den Streifen, deren Biegezugspannung kleiner als 5 N/mm² war nicht zu einem Versagen.

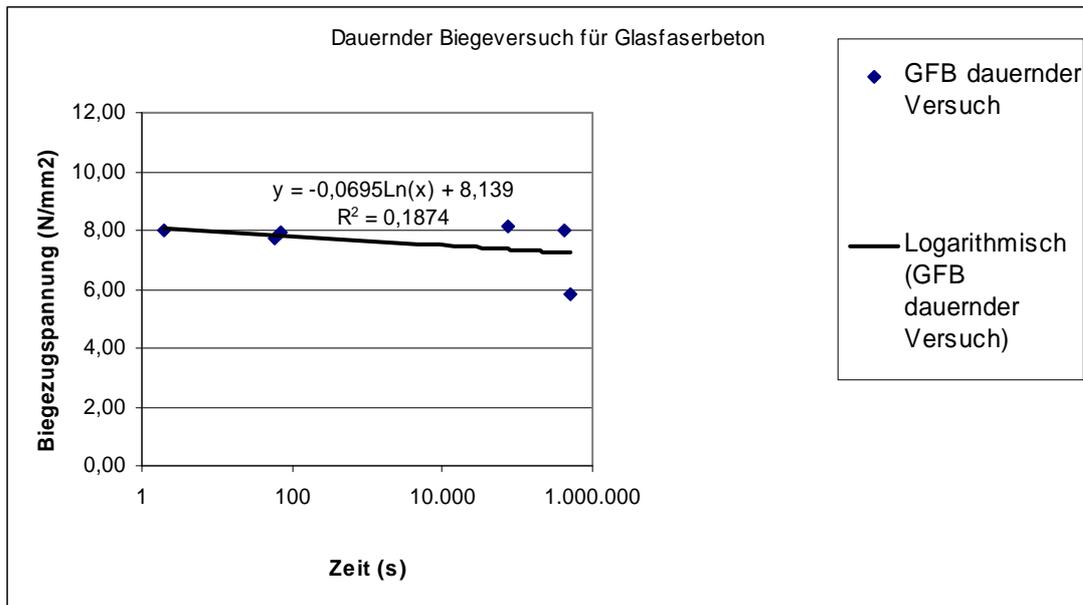


Abbildung 5.33: Biegezugspannung und Bruchzeiten des Biegeversuchs für Glasfaserbeton

Die aus der Gleichung in Abb. 5.33 extrapolierte Biegezugfestigkeit beträgt nach 50 Jahren 5,62 N/mm².

5.3.3. Design-Werte

Als Teilsicherheitsbeiwert für das Biegezugversagen wird $\gamma_t=1,8$ vorgeschlagen. Dieser Wert wurde konservativ gewählt. Ein Überschreiten der Biegezugfestigkeit führt zum Systemversagen.

		Biegespannungen [N/mm ²]
		6,22
		7,59
		8,61
		7,19
		7,02
		7,69
1	Mittelwert R_m	7,33
2	Variationskoeffizient v [%]	10,86
3	5%-Fraktile, $f_{ct,fl,0,05}$	4,62
4	Sicherheitsbeiwert γ_t	1,8
5	Tragfähigkeit R_d (design value) = (3)/(4)	2,57

Diese Werte sind den Werten aus der γ_F -fachen Einwirkung gegenüberzustellen.

Wegen der geringen Biegezugfestigkeit kann der Glasfaserbeton allgemein nicht als Fassadenplatte verwendet werden.

5.4. Scherversuch

5.4.1. Allgemeines

Es wurden direkte Scherversuche zwischen dem geklebten GfK-Kopfteller und der 15 mm dicken, hochfesten Betonplatte (Abb. 5.34 - 5.35) durchgeführt. Der Klebstoff „Sika AnchorFix“ wurde in Kapitel 4.3 ausgewählt und hier verwendet. Die Versuchsbedingungen sind in Tabelle 5.11 dargestellt. In den Versuchen gibt es eine 11 - 15 mm große Exzentrizität, jedoch gibt es auch in der Realität wegen der Kugel im GfK Anker mit Gelenk eine Exzentrizität von ca. 11 - 15 mm.

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

Tabelle 5.11: Bedingungen der Scherversuche

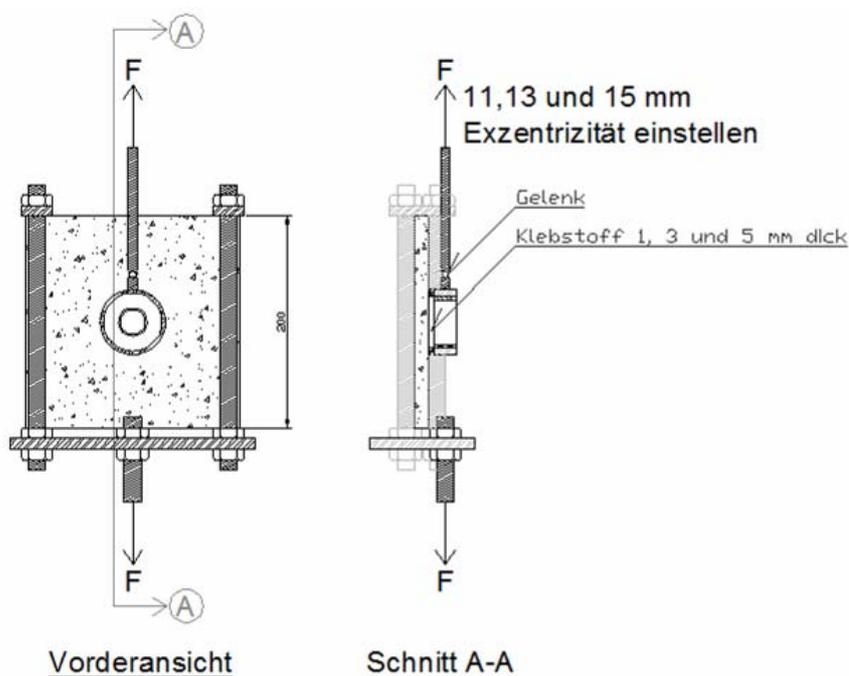


Abbildung 5.34: Versuchsaufbau des Scherversuches

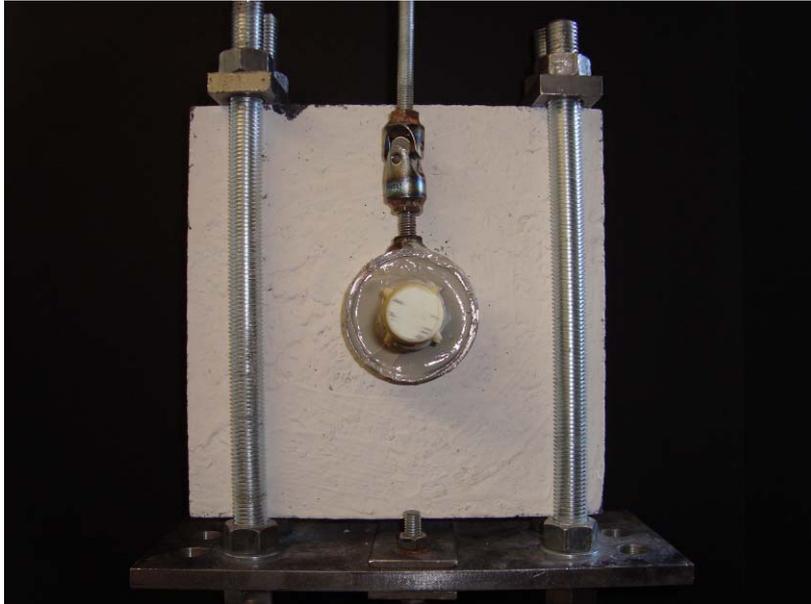


Abbildung 5.35: Versuchsstand des Scherversuches

5.4.2. Dauerstand-Scherversuche

Die langfristige Tragfähigkeit wurde von einem konstanten Gewicht simuliert. Die Platten wurden 3 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 höher als das Gewicht der 0,50 x 0,50 m² großen Fassadenplatte. In der Realität existieren nur das Eigengewicht der hängenden Fassadenplatten sowie das Schwinden, das eine konstante Scherkraft an den geklebten Punkten zur Folge hat. 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. 3.13) und kann vernachlässigt werden. Die Klebstoffdicke beträgt 3 mm.

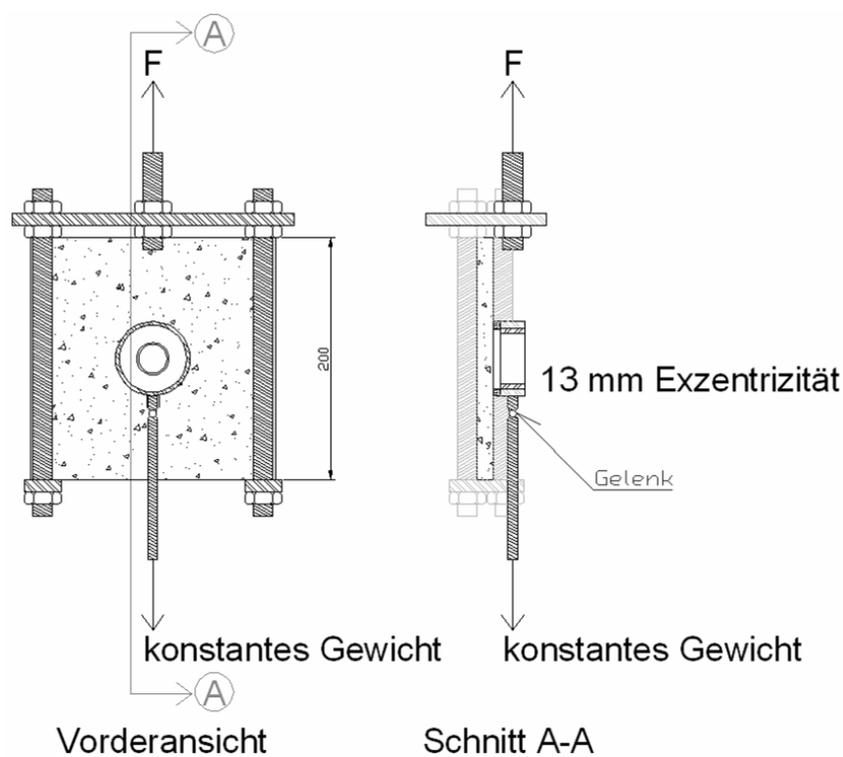


Abbildung 5.36: Versuchsaufbau des Scherversuches mit konstantem Gewicht

5.4.3. Ergebnisse der Scherversuche

Die Last-Verformungsdiagramme der Scherversuche sind in Abb. 5.37 - 5.40 dargestellt und die jeweiligen Versagen nach dem Versuch in Abb. 5.41 - 5.44.

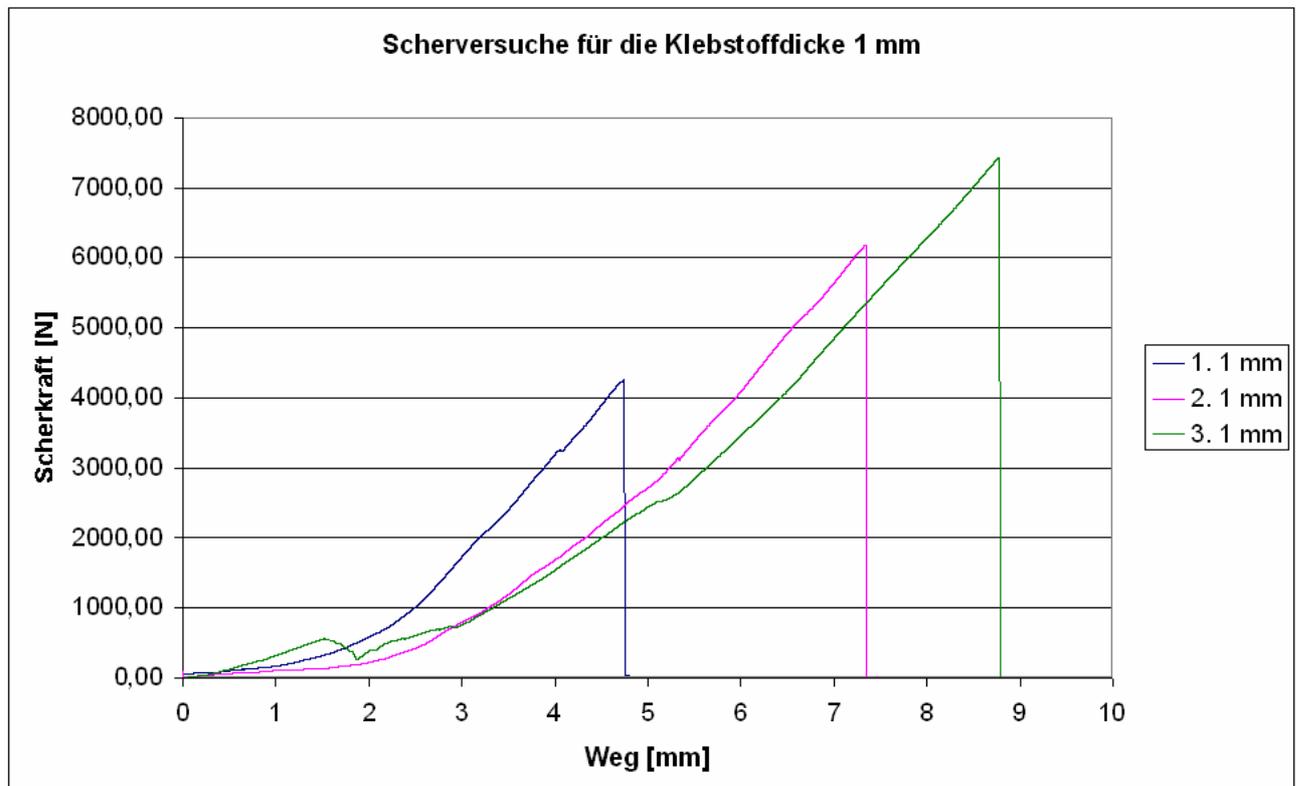


Abbildung 5.37: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 1 mm starke Klebstoffschicht

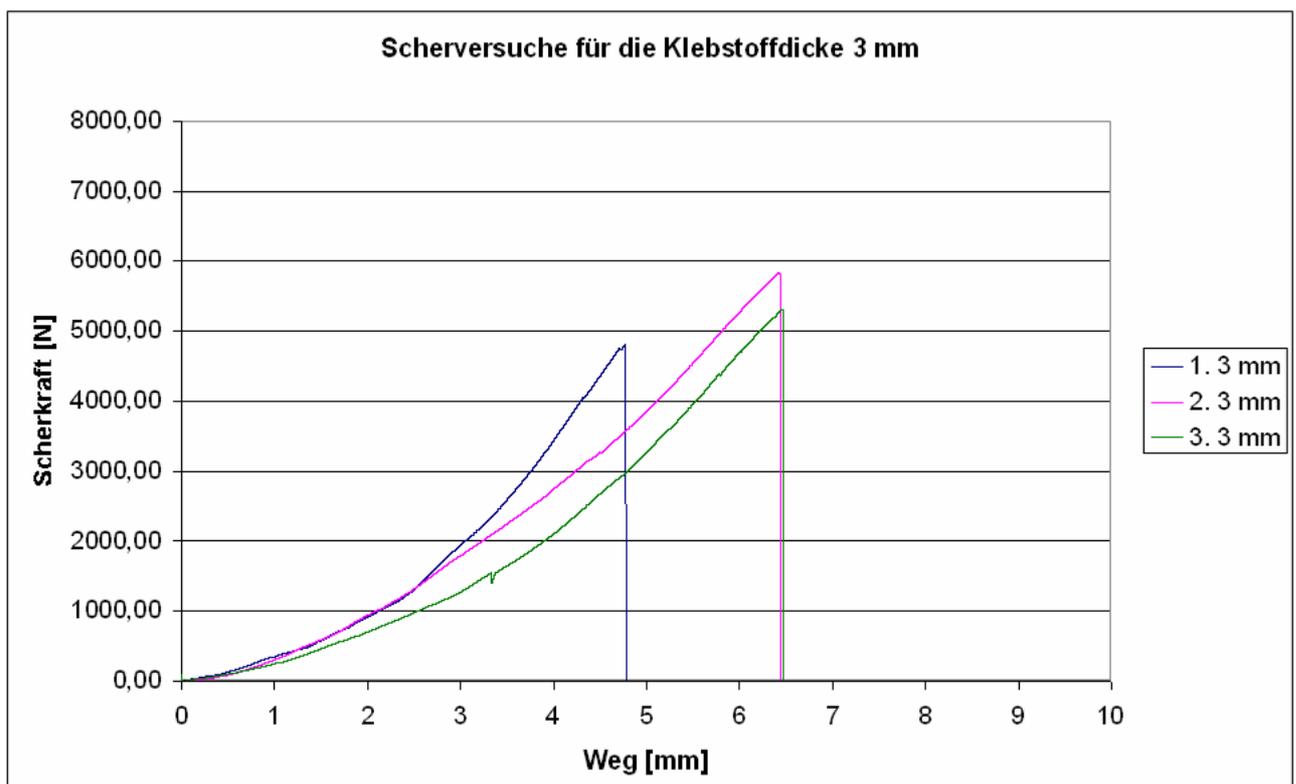


Abbildung 5.38: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 3 mm starke Klebstoffschicht

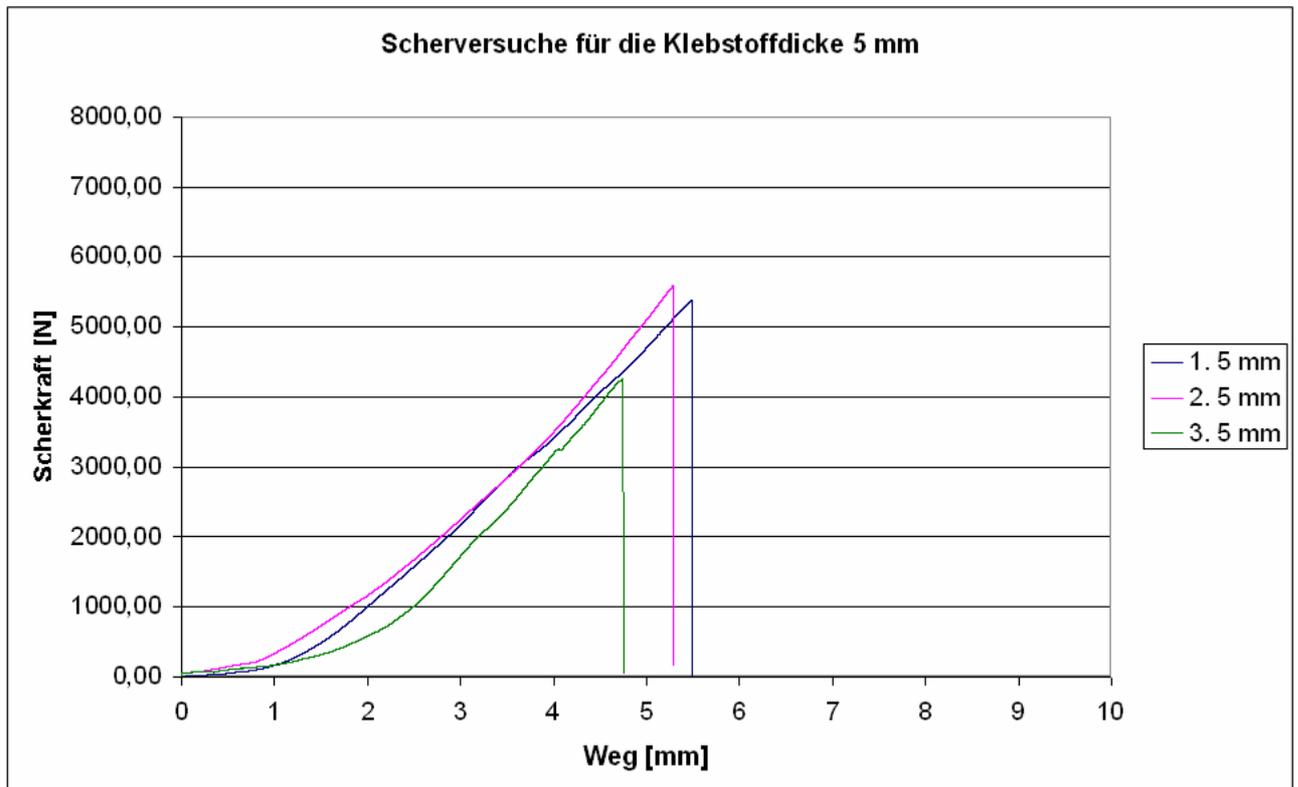


Abbildung 5.39: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 5 mm starke Klebstoffschicht

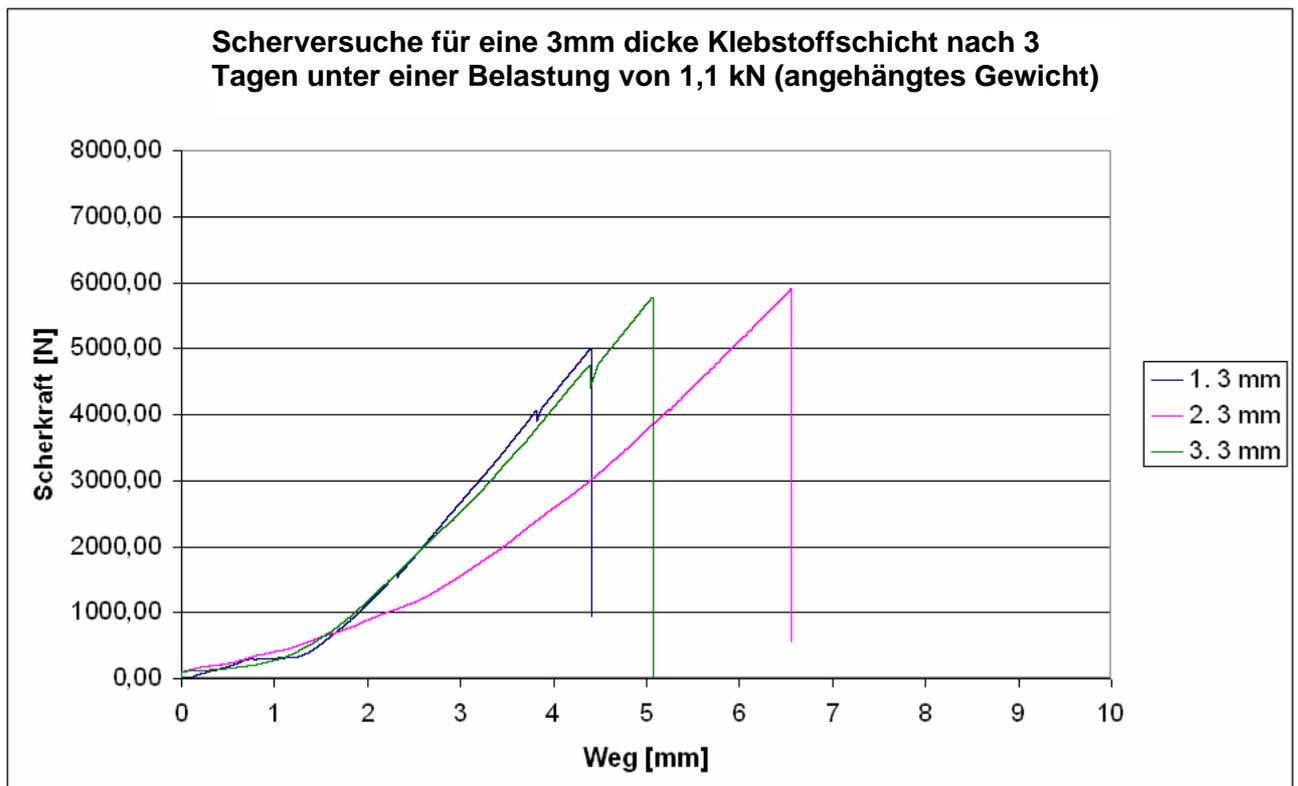


Abbildung 5.40: Last-Verformungsdiagramm des Scherversuchs für eine 3 mm starke Klebstoffschicht nach 3 Tagen und unter einer Belastung von 1,1 kN

Alle Scherkräfte haben in der vertikalen ↑ Richtung gezogen.



Abbildung 5.41: Versagen des Versuchs mit der 1 mm dicken Klebstoffschicht



Abbildung 5.42: Versagen des Versuchs mit der 3 mm dicken Klebstoffschicht



Abbildung 5.43: Versagen des Versuchs mit der 5 mm dicken Klebstoffschicht



Abbildung 5.44: Versagen des Versuchs mit der 3 mm dicken Klebstoffschicht nach 3 Tagen und unter einer Belastung von 1,1 kN

Die Bruchlasten aus Abb. 5.37-5.40 sind in Tab. 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%-Fraktilewert und der Designwert sind in Tab. 5.13 aufgeführt.

Scherversuche	Klebstoff- dicke [mm]	Scherkraft				
		Min [kN]	Max [kN]	Mittelwert [kN]	Standard- abweichung [kN]	Variations- koeffizient v [%]
1. kurzzeitiger Versuch	1	4,27	6,17	5,34	0,976	18,27
2. kurzzeitiger Versuch	3	4,80	5,83	5,32	0,513	9,65
3. kurzzeitiger Versuch	5	4,27	5,59	5,08	0,711	13,99
4. langfristiger Versuch	3	5,01	5,91	5,57	0,488	8,77

Tabelle 5.12: Mittelwerte der Ergebnisse

Probenanzahl	12	
Mittelwert	3,04	N/mm ²
Standardabweichung	0,49	N/mm ²
Variationskoeffizient	16,22	%
5%-Fraktilewert	1,83	N/mm ²

Tabelle 5.13: 5%-Fraktilewert der Scherversuche

Das Versagen trat immer im Beton ein und führte zu einem grenschichtnahen Kohäsionsbruch der Betonoberfläche. Als Teilsicherheitsbeiwert wird auf der sicheren Seite im Analog zu dem Kapitel 4.2.5 $\gamma_{\text{Klebstoff}} = 6,8$ gewählt.

5.5. Durchstanzversuche

Infolge Winddruckes an der Fassadenplatte gibt es eine Druckkraft an der Fassadenplatte, ausgehend vom Anker mit Gelenk. Die Durchstanzversuche in Abb. 5.45 - 5.46 wurden durchgeführt, um zu sehen, ob die Fassadenplatte aufgrund des Durchstanzens 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.

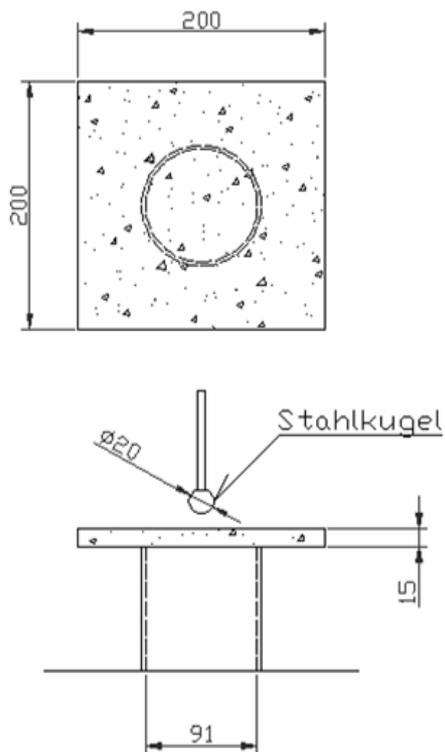


Abbildung 5.45: Versuchsaufbau des Durchstanzversuches



Abbildung 5.46: Versuchsstand

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

Tabelle 5.14: Versuchsbedingungen der Durchstanzversuche

Das Last-Verformungsdiagramm ist in Abb. 5.47 dargestellt und die jeweiligen Versagen nach dem Versuch in Abb. 5.48 – 5.49.

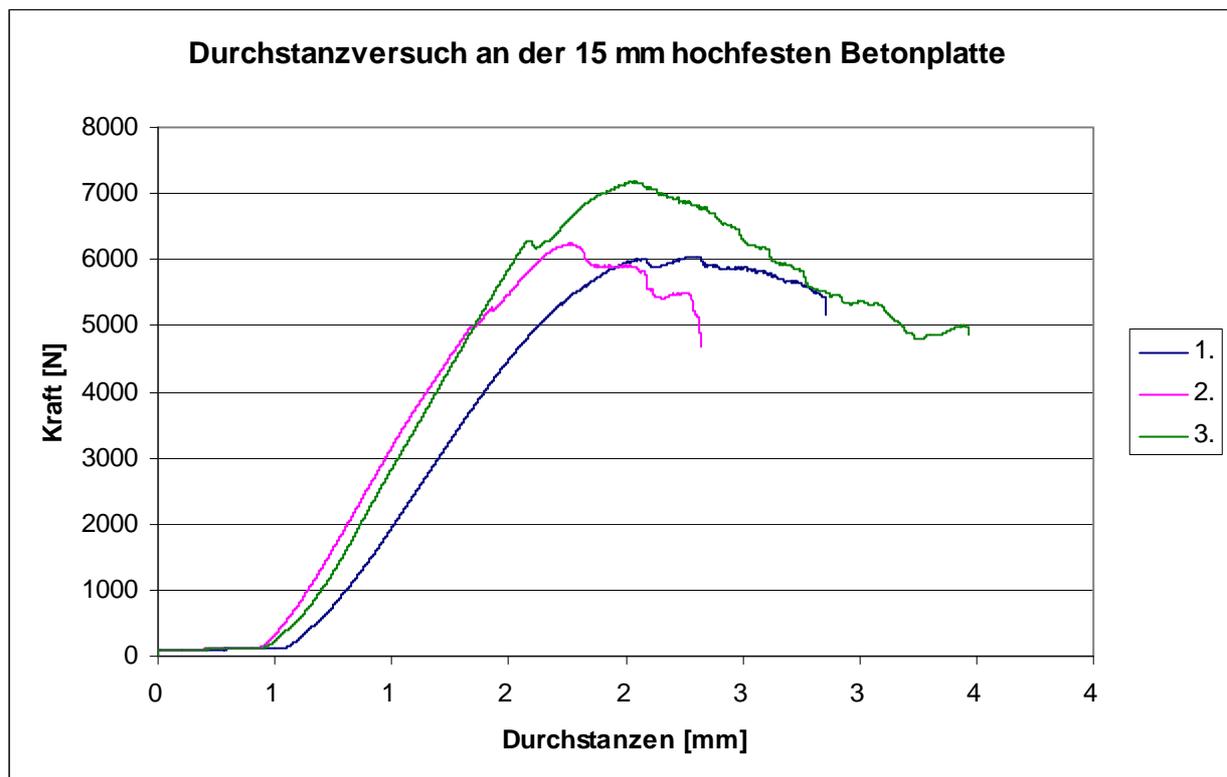


Abbildung 5.47: Last-Verformungsdiagramm



Abbildung 5.48: Biegeversagen nach dem Versuch mit den 160 mm und den 130 mm Ringauflagern



Abbildung 5.49: Durchstanzversagen nach dem Versuch mit dem 91 mm Ringauflager

	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

Tabelle 5.15: Mittelwert der Ergebnisse

Anhand des 5%-Fraktilewertes in Tab. 5.15 lässt sich die maximale Designwinddrucklast, für den der Nachweis des Durchstanzens, mit einem Sicherheitsbeiwert von 1,8 noch aufgeht, zu

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

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 1.6) ausreichend ist.

5.6. Zugversuch

Es wurden Zugversuche zwischen dem geklebten GfK Kopfteller und der 15 mm dicken hochfesten Betonplatte (Abb. 5.50 - 5.51) durchgeführt. Der Klebstoff „Sika AnchorFix“ wurde in Kapitel 4.3 ausgewählt und hier verwendet. Die Versuchsbedingungen sind in Tabelle 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

Tabelle 5.16: Versuchsbedingungen der Zugversuche

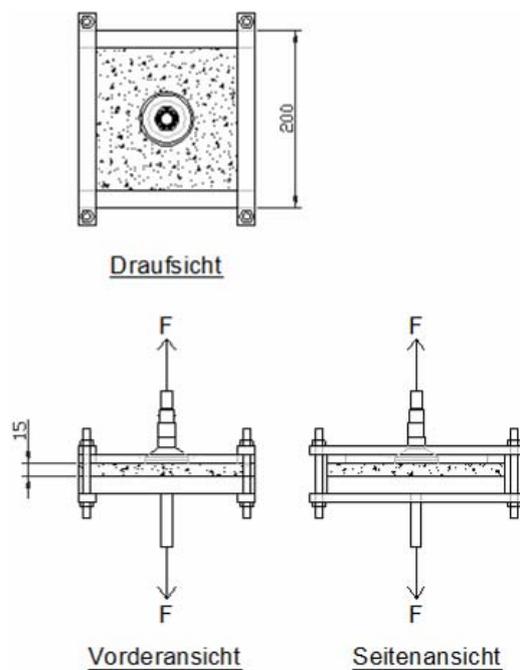


Abbildung 5.50: Versuchsaufbau des Zugversuches



Abbildung 5.51: Versuchsstand 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

Tabelle 5.17: Versuchsprogramm der Zugversuche

Der Bemessungswert der Zugkraft N_{Ed} am Anker (Abb. 3.24) beträgt nur 0,55 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. 5.52 – 5.53 dargestellt.

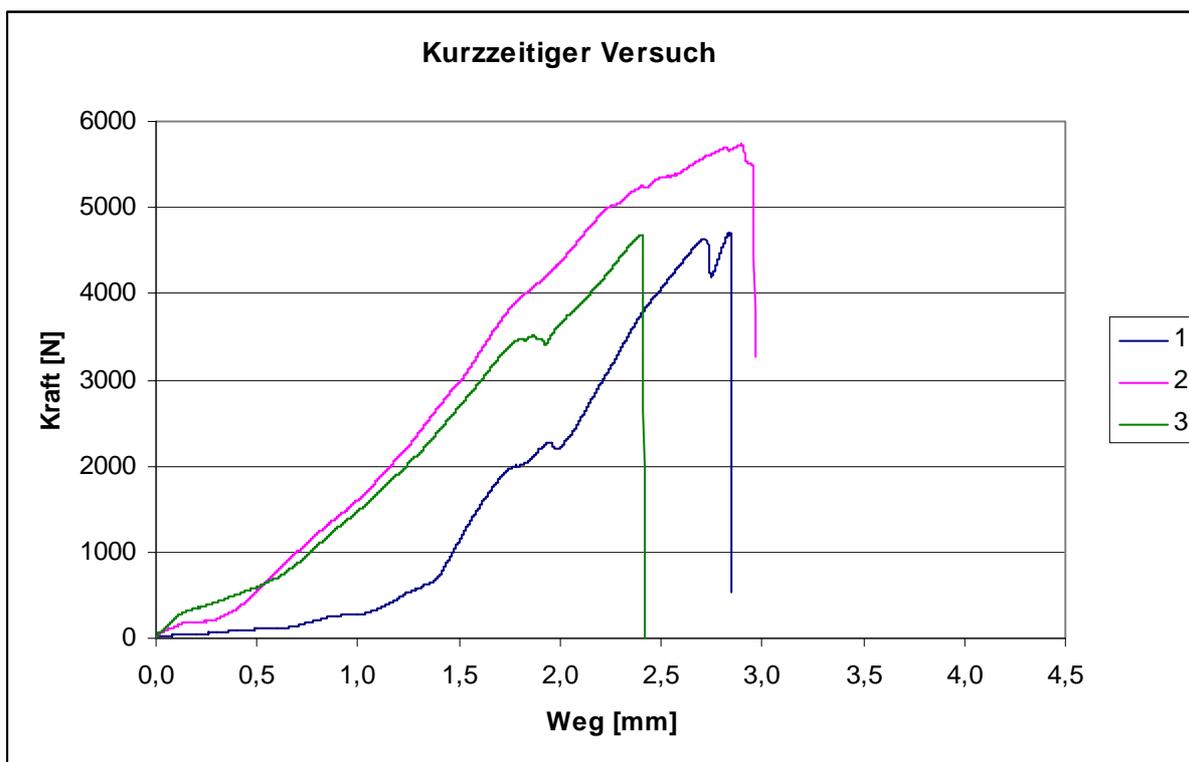


Abbildung 5.52: Last-Verformungsdiagramm des Zugversuchs

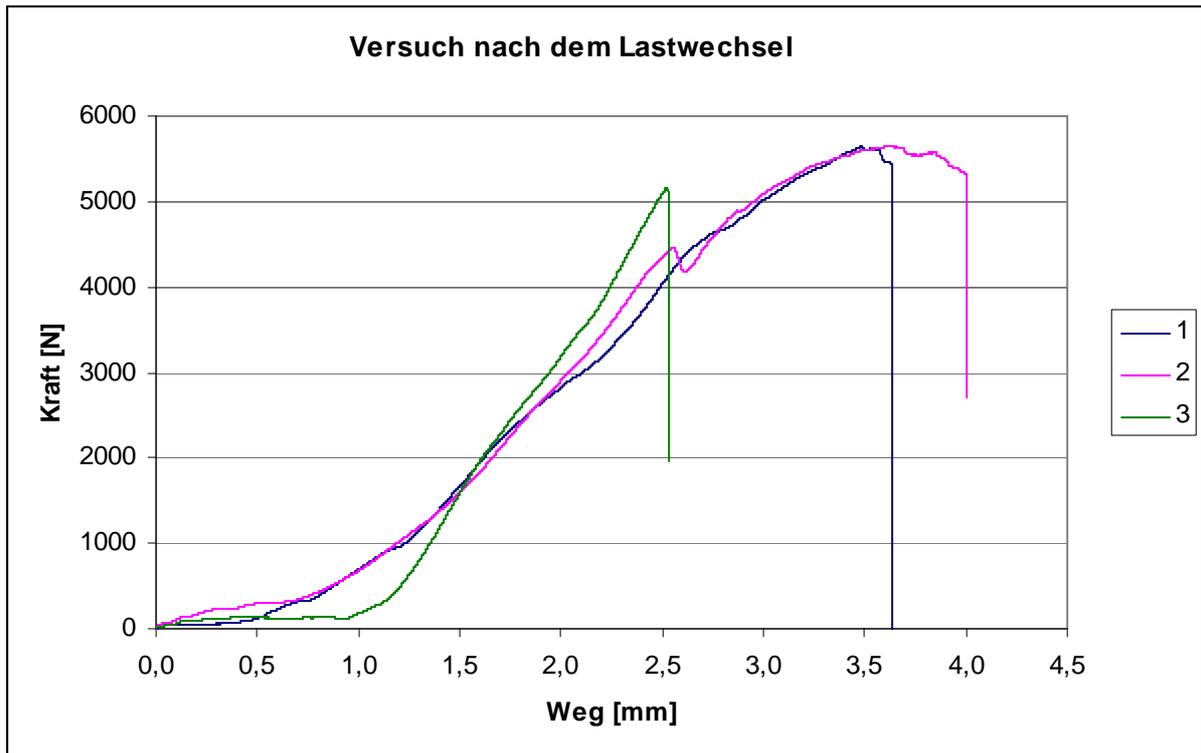


Abbildung 5.53: Last-Verformungsdiagramm des Zugversuchs nach dem Lastwechsel



Abbildung 5.54: Versagen während dem Zugversuch



Abbildung 5.55: Versagen des Zugversuchs nach dem Lastwechsel

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 im wirklichen Leben 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	2,00	N/mm ²

Tabelle 5.18: 5%-Fraktilwert des Zugversuches

5.7. Zug-Scher Interaktionsversuch

5.7.1. Allgemeines

Die Zug-Scher Interaktionsversuche wurden an 15 mm dicken, hochfesten Betonplatten 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

Tabelle 5.19: Versuchsbedingungen der Zug-Scher Interaktionsversuche



Abbildung 5.56: 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.

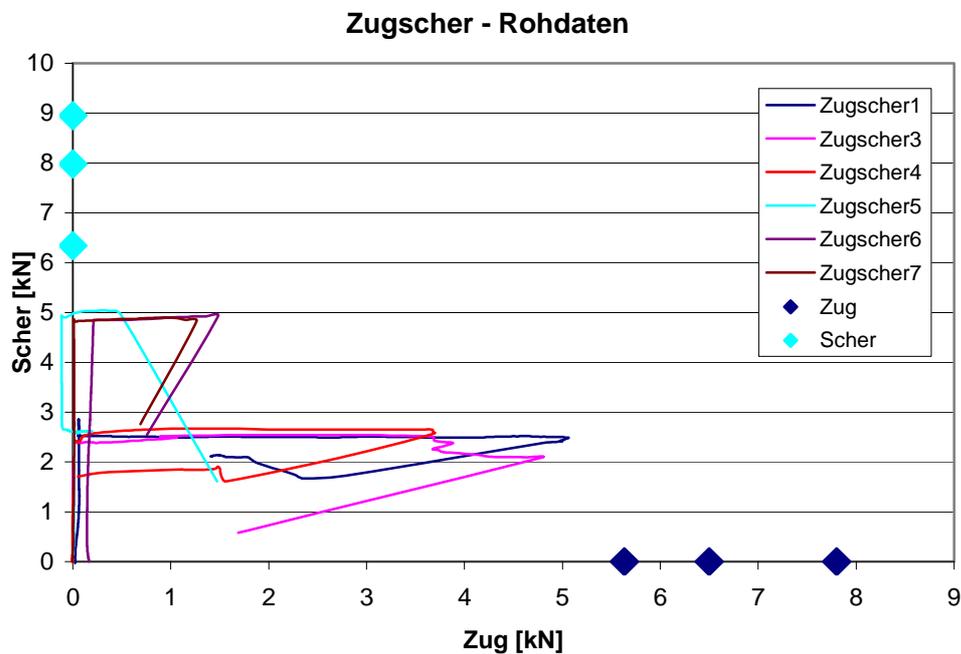


Abbildung 5.57: Zug-Scherdiagramm

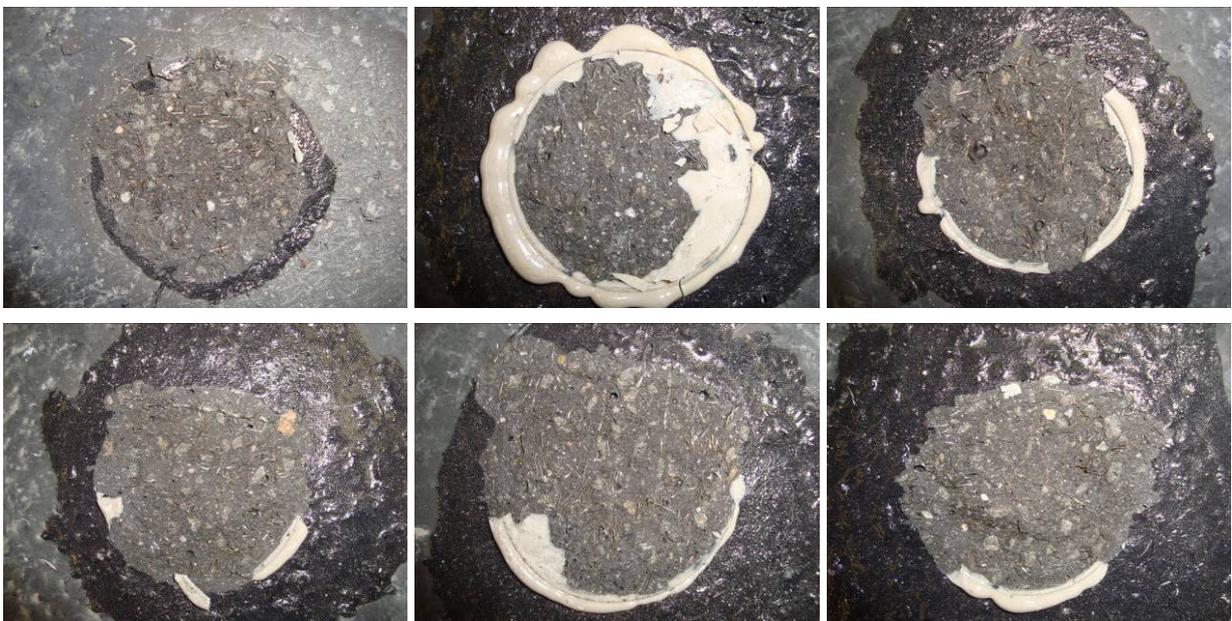


Abbildung 5.58: Versagen nach dem Zug-Scher Interaktionsversuch

5.7.3. Designwert der Zug-Scherinteraktion

Das folgende Punktediagramm wurde aus den Rohdaten in Abb. 5.57 dargestellt.

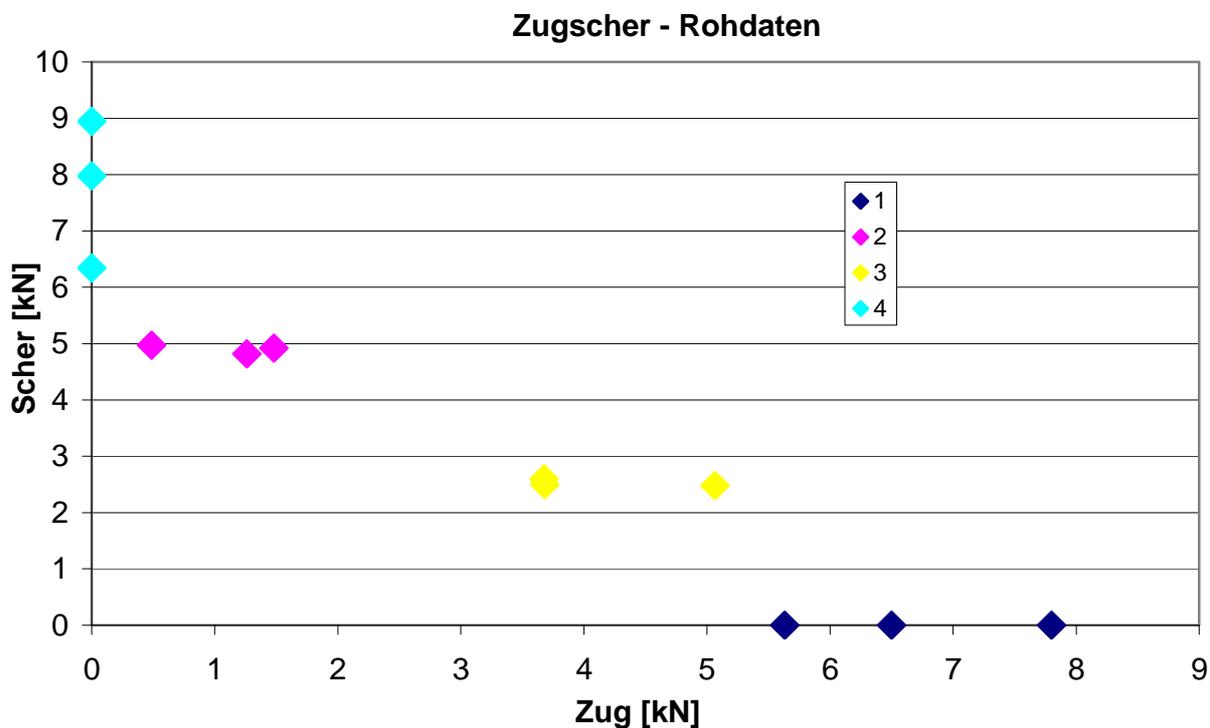


Abbildung 5.59: Zug-Scherdiagramm

Das Mittelwertdiagramm zeigt, dass die rote Gerade als Grenze verwendet werden sollte. Der „Ed“-Wert zeigt den Designwert der Einwirkung aus Abb. 3.24.

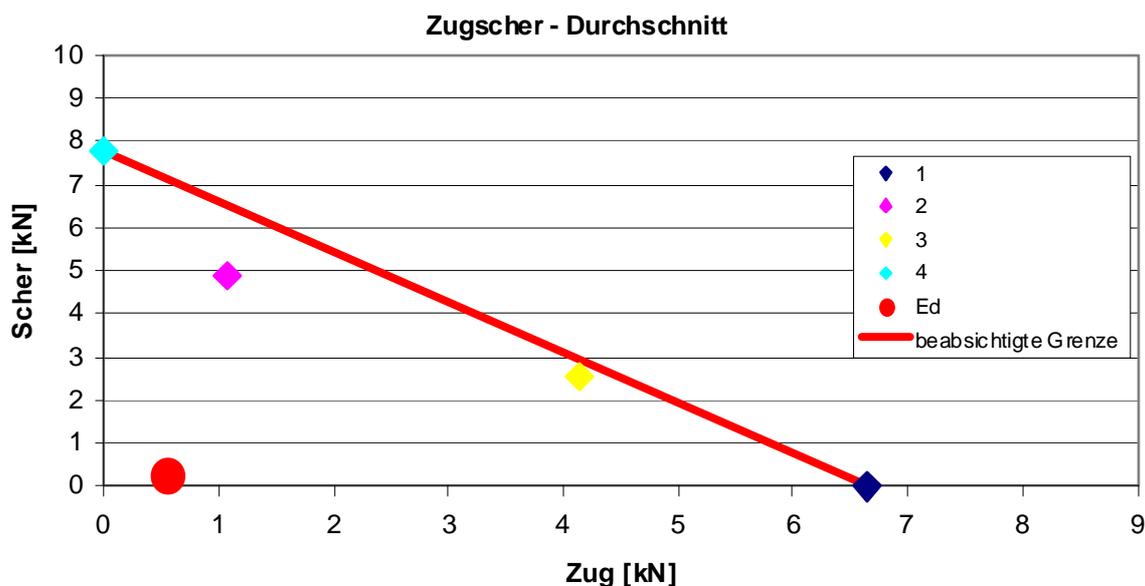


Abbildung 5.60: Mittelwert Zug-Scherdiagramm

Der charakteristische Wert oder der 5%-Fraktilwert wurde berechnet. Die Grenze der 5%-Fraktilwerte ist mit der blauen Linie dargestellt. Der Sicherheitsbeiwert von 6,80 ist in Kapitel

4.2.5 bestimmt worden. Die grüne Linie repräsentiert den Designwert des Tragwiderstandes mit einem Sicherheitsbeiwert von 6,8.

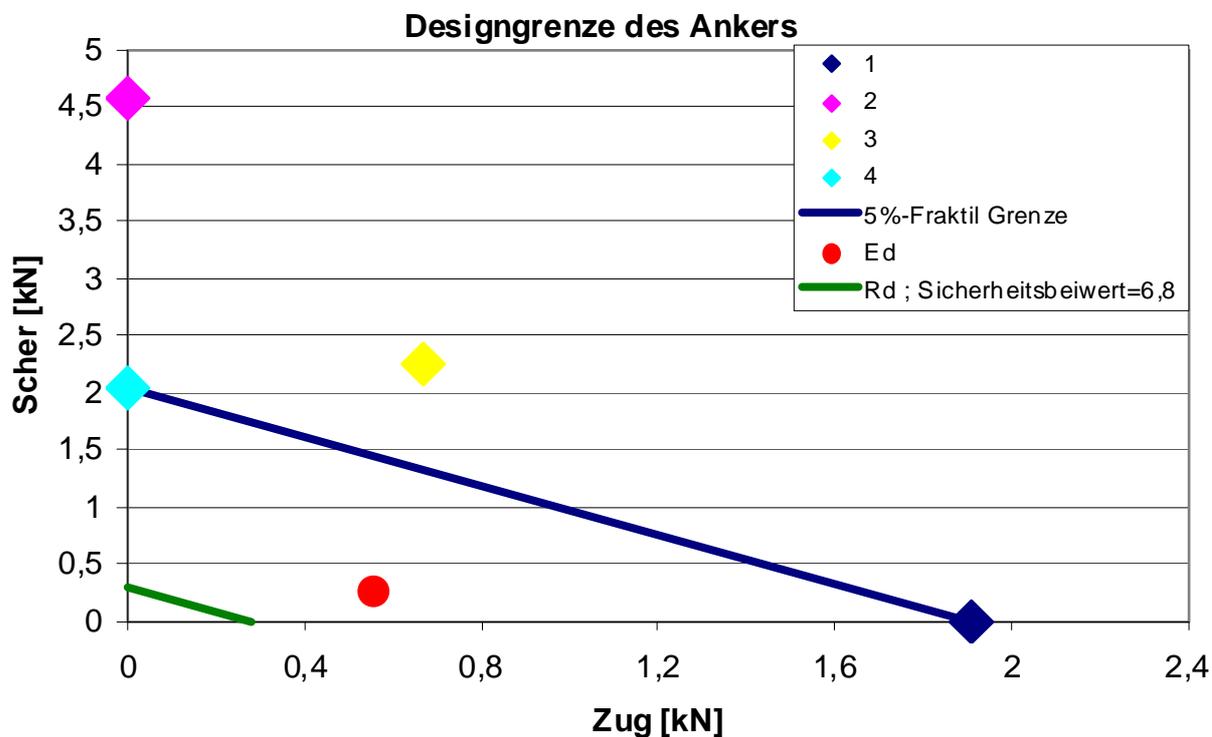


Abbildung 5.61: Designgrenze des Ankers mit einer Oberfläche von 1.885 mm²

Bemessungsgleichung :

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

Wegen des erheblichen Sicherheitsbeiwertes von 6,80 liegt der Bemessungswert der Einwirkung (roter Punkt) leider außerhalb der Designgrenze, der grünen Linie. Das heißt, dass die Oberfläche des Klebetellers vergrößern werden muss. Die Details sind im Kapitel 5.8.2 beschrieben.

5.8. Anker mit Gelenk

Nach Kapitel 3.4.2 ist für die hier betrachtete Bauweise nur der Anker mit Gelenk geeignet. An der TU Kaiserslautern wurden zwei Muster entwickelt.

5.8.1. Gelenkmuster

Das Muster (Abb. 5.62 – 5.64) 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 funktioniert, ist die Edelstahlkugel wegen des Preises leider nicht wirtschaftlich.

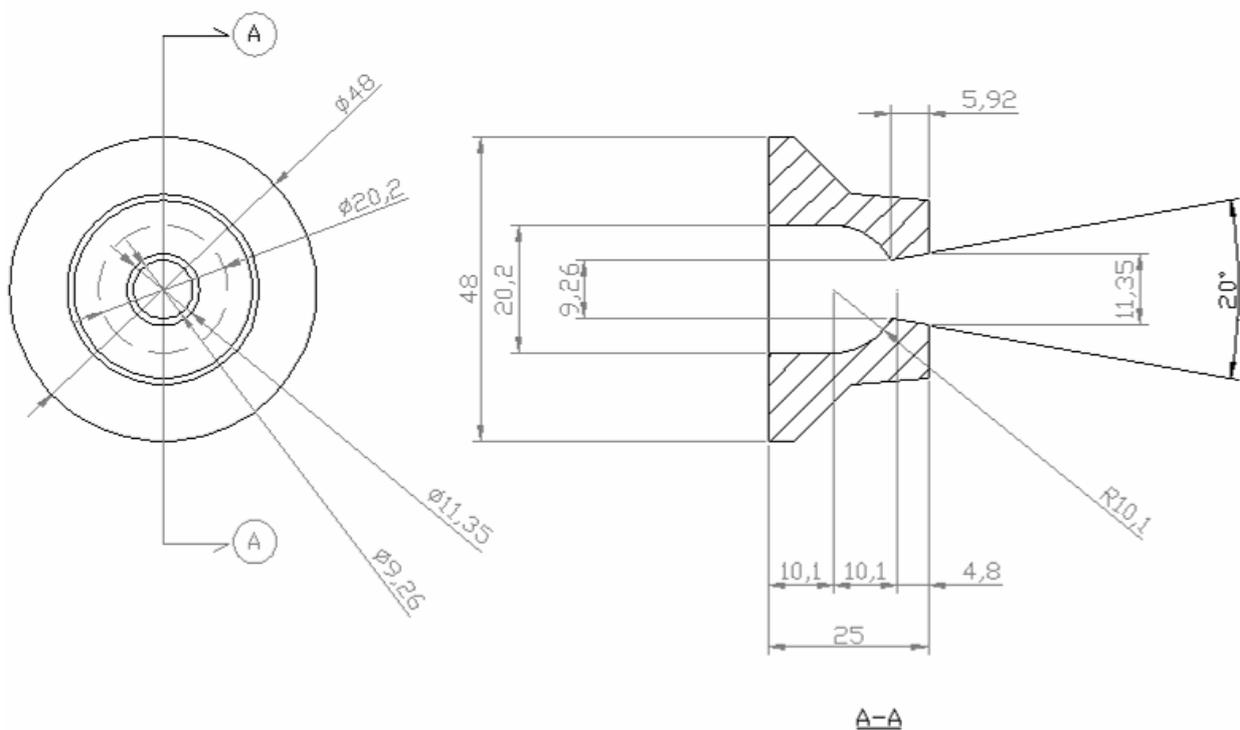


Abbildung 5.62: Skizze der GfK Kopfteller

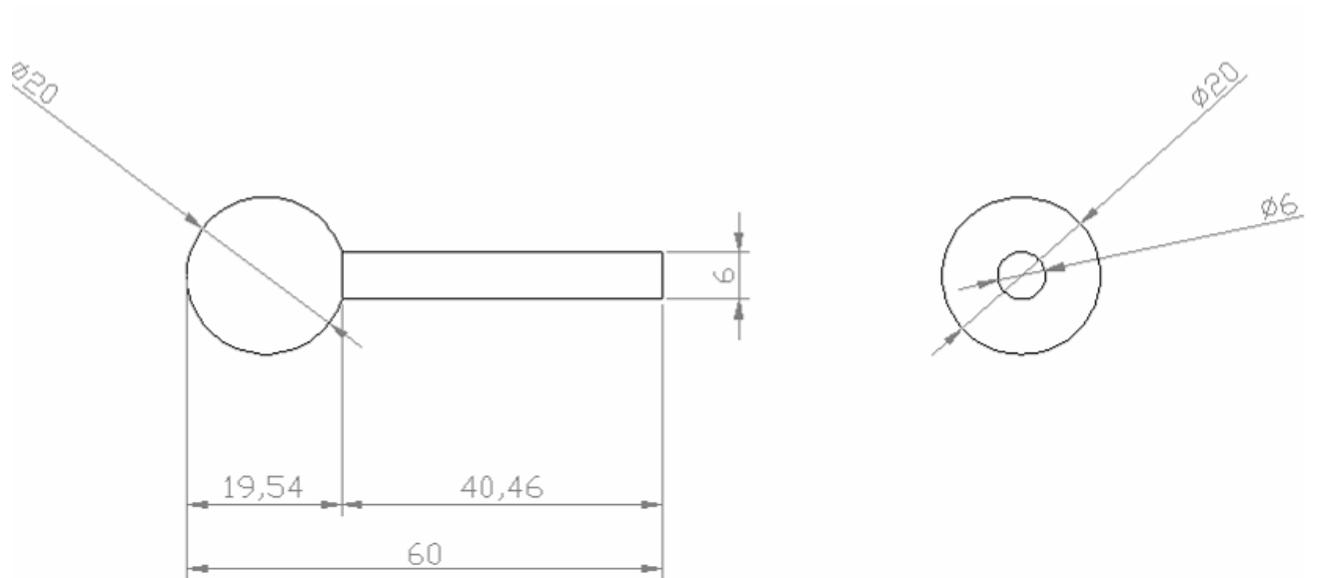


Abbildung 5.63: Skizze des Stahlgelenkes



Abbildung 5.64: 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% Fraktilewerte aus Tab. 5.13 und 5.18 sind im folgenden Diagramm dargestellt. Die notwendige Oberfläche des Klebetellers beträgt 4.488 mm^2 . Abb. 5.65 zeigt, dass der Bemessungswert der Einwirkung (roter Punkt) auf der sicheren Designgrenze (grüne Linie) liegt.

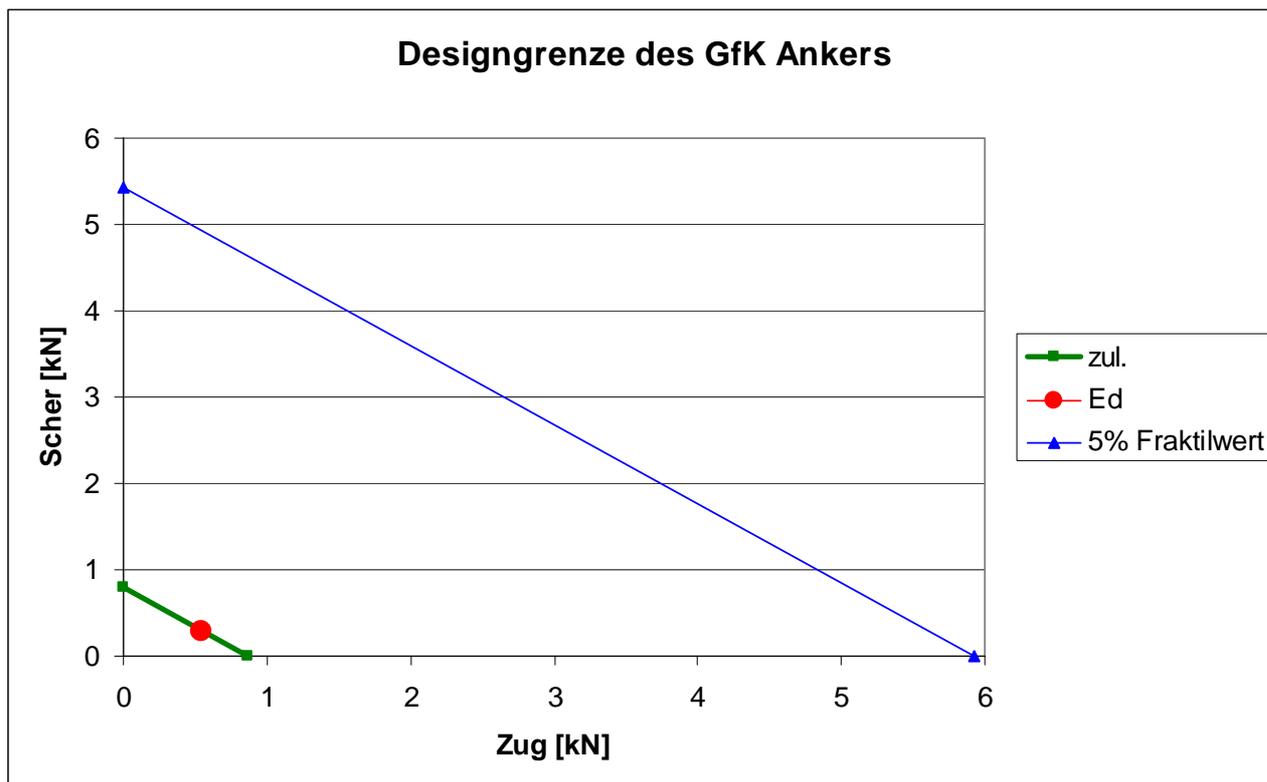


Abbildung 5.65: Designgrenze des Ankers mit einer Oberfläche von 4.488 mm^2

Der Anker mit Gelenk und der dazugehörige Klebeteller wie in Abb. 5.66 – 5.68 beschrieben, sind bei der Firma „Schöck“ noch in der Entwicklung.

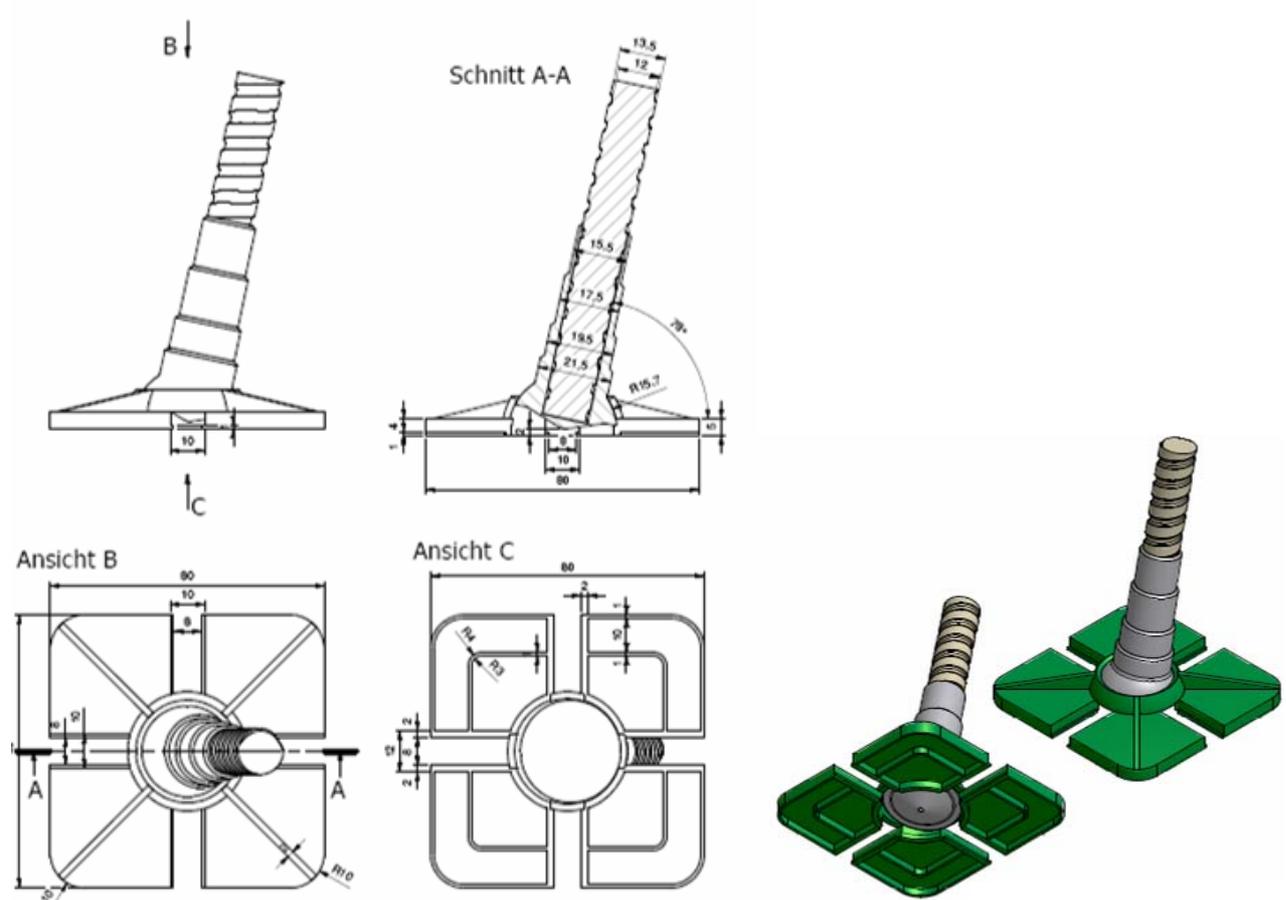


Abbildung 5.66: Skizze des Klebetellers und des GfK Ankers

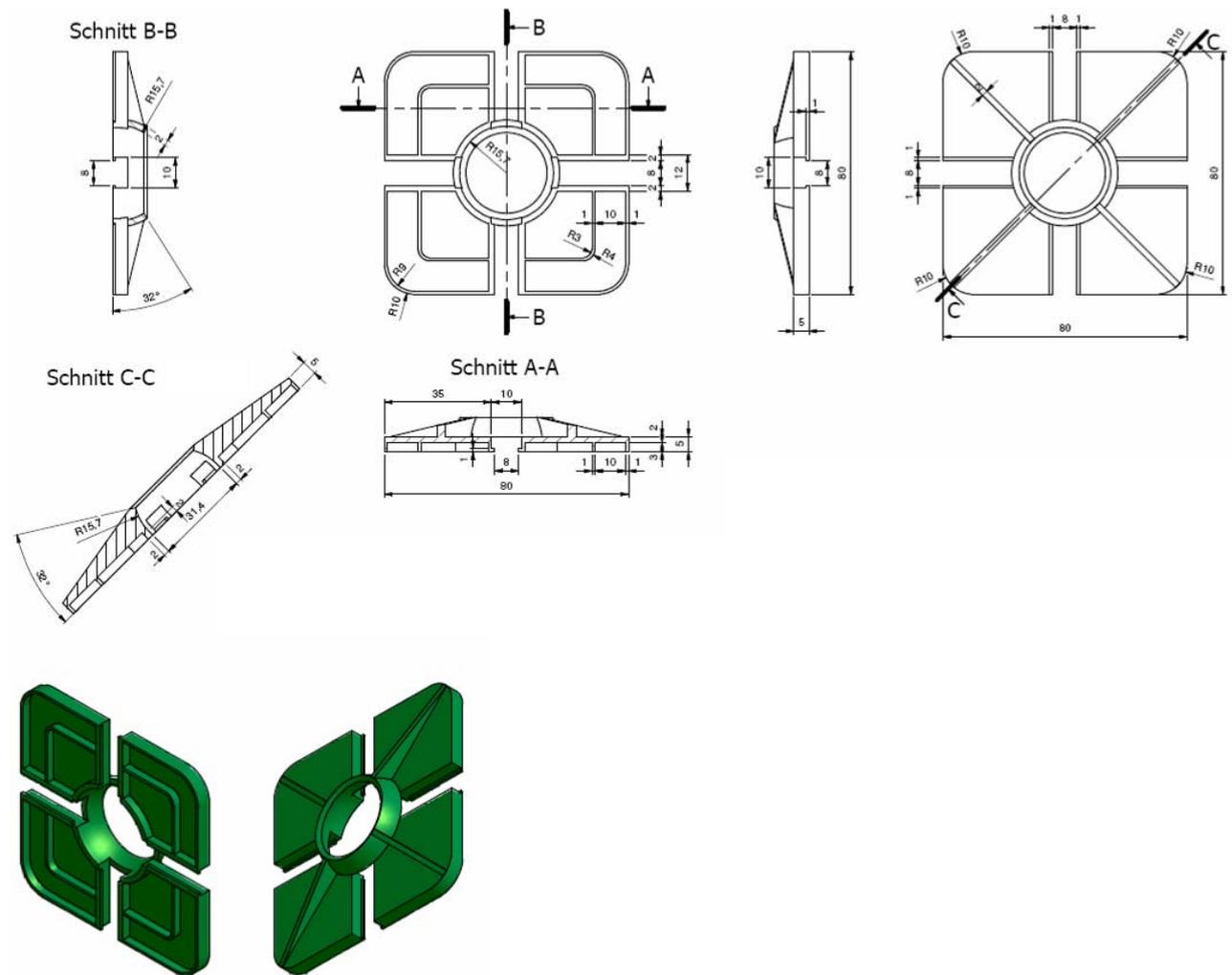


Abbildung 5.67: Skizze des GfK Klebetellers

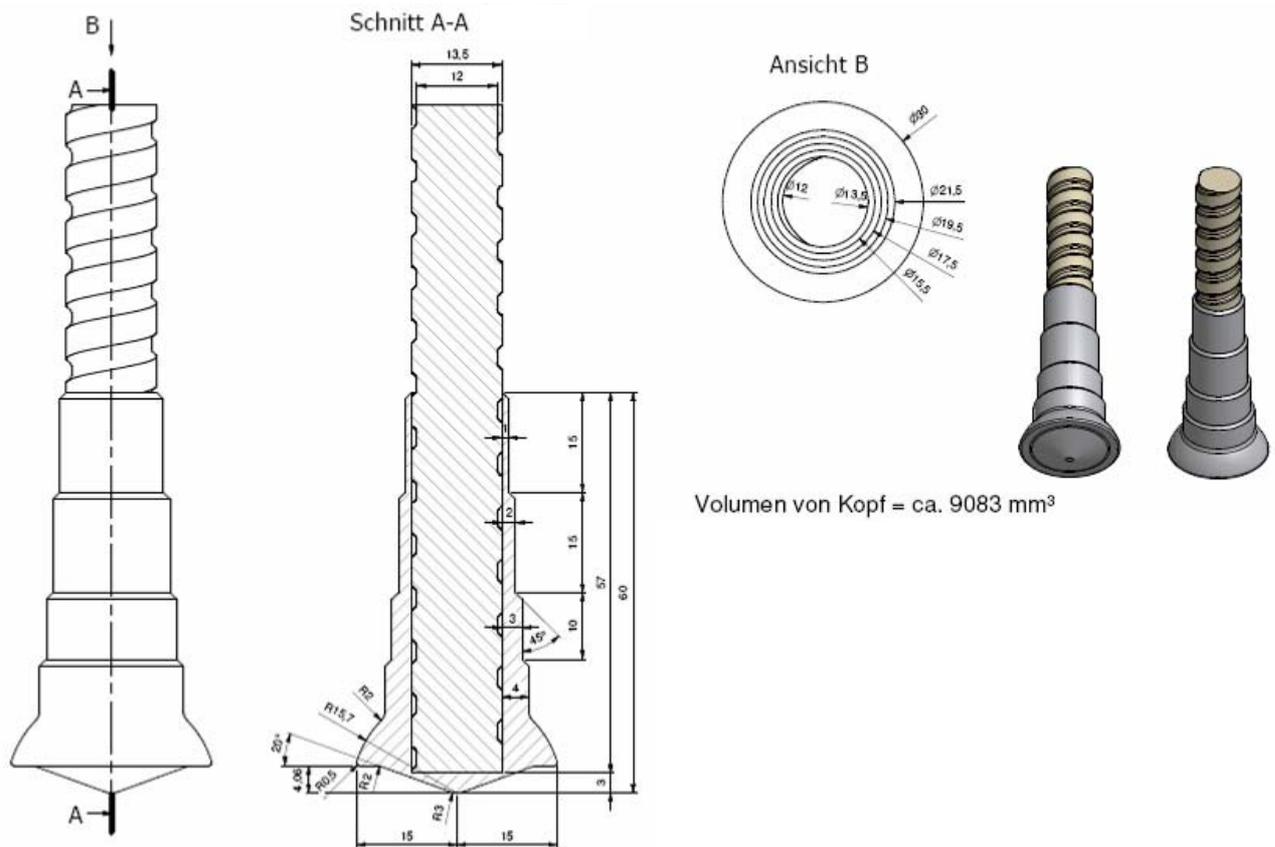


Abbildung 5.68: Skizze des GfK Ankers

Während der Entwicklung der Firma „Schöck“ wurde ein Muster mit der gleichen Größe im Kopfbereich hergestellt:



Abbildung 5.69: Muster des Klebetellers und des Stahlgelenkes

5.9. Winddruckversuch, Windsogversuch, dauernder und dynamischer Versuch

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 gleichen Schnittgrößen aufweist, wie die Fassadenplatte im Originalmaßstab.

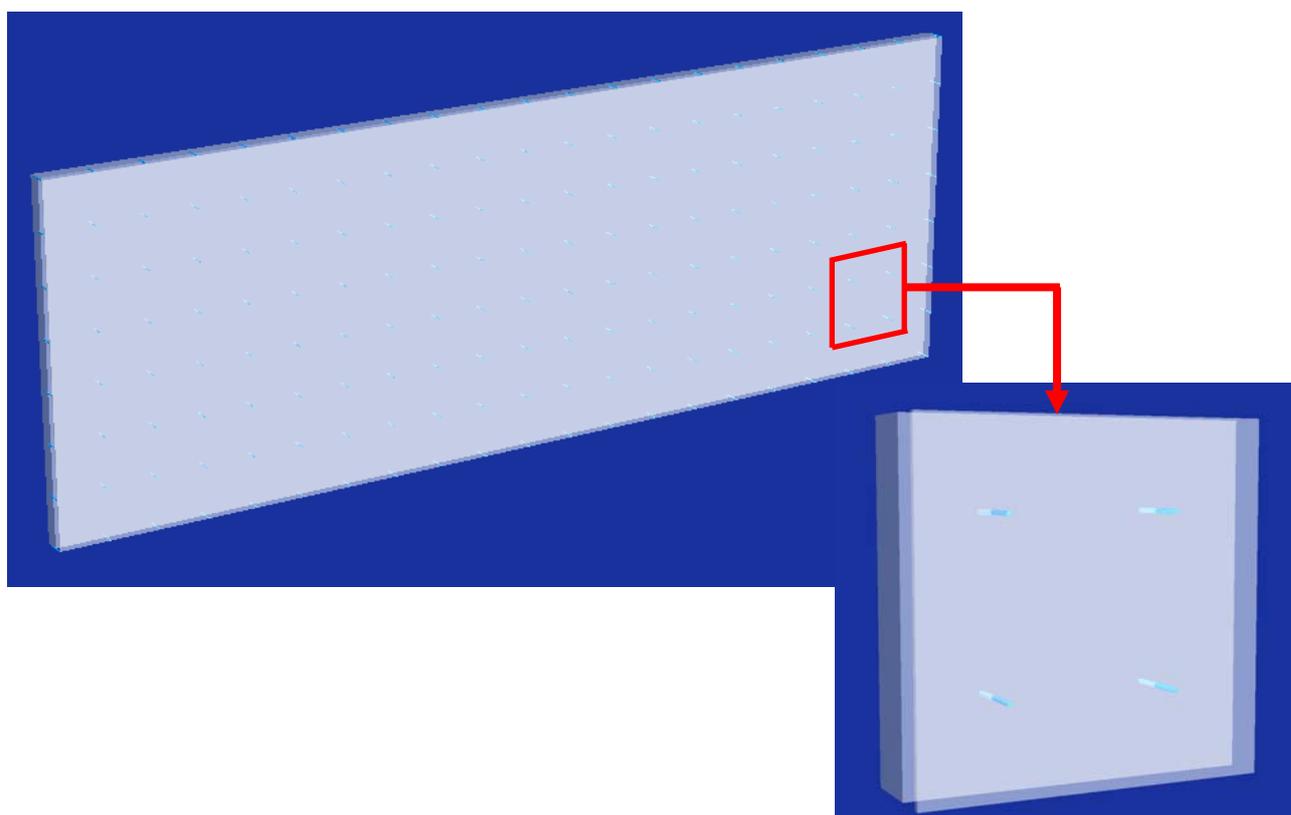


Abbildung 5.70: Modell der Fassadenplatte

Bei Ankern mit einem Gelenk gibt es zwei maßgebende Einwirkungen. Diese sind einerseits die Windlast und andererseits die differenzielle Erwärmung zwischen der Vorderseite der Fassadenplatte und der Rückseite der Fassadenplatte. Aus anderen Einwirkungen ergeben sich Randspannungen in Fassadenplatten, die kleiner als $0,42 \text{ N/mm}^2$ sind (Tab. 3.13). Die charakteristische Windlast bewirkt in der Fassadenplatte eine Randspannung von $2,40 \text{ N/mm}^2$ und die charakteristische differenzielle Erwärmung erzeugt eine Randspannung von $1,22 \text{ N/mm}^2$.

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 der Windlast belastet und die Berechnung durchgeführt.

Für eine Windlast kleiner als 50 kN/m^2 gibt es keinen Unterschied bei den Randspannungen in den Fassadenplatten. Deshalb wurde eine Windlast von $1,0 \text{ kN/m}^2$ als Repräsentant gewählt und in Tab. 5.20 zur Berechnung herangezogen.

Fassade in Originalgröße				Modell	
Ankerraster [m x m]	Fassadengröße [m ²]	Randabstand [m]	Max. Randspannung [N/mm ²]	Max. Randspannung [N/mm ²]	Randabstand [m]
0,40 x 0,40	10,2 x 3,6	0	0,846	0,849	0,208
		0,20	0,840		
0,50 x 0,50	10,0 x 3,5	0	1,702		
		0,25	1,755	1,757	0,246

Tabelle 5.20: Modell einer Fassadenplatte

Das Ankerraster von 0,40 m x 0,40 m wurde für den nächsten Schritt gewählt. Das Fassadenmodell mit einem Randabstand der Anker von 0,208 m ist im folgenden Bild dargestellt.

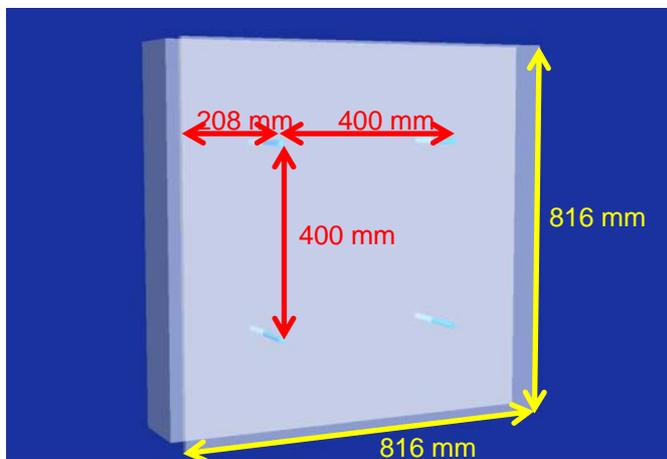


Abbildung 5.71: kleines Modell der Fassadenplatte

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 System und der Andere den Luftdruck im Raum. 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
Belastungsgeschwindigkeit	ca. 15 N/m ² /s

Tabelle 5.21: Versuchsbedingungen der Unterdruckversuche

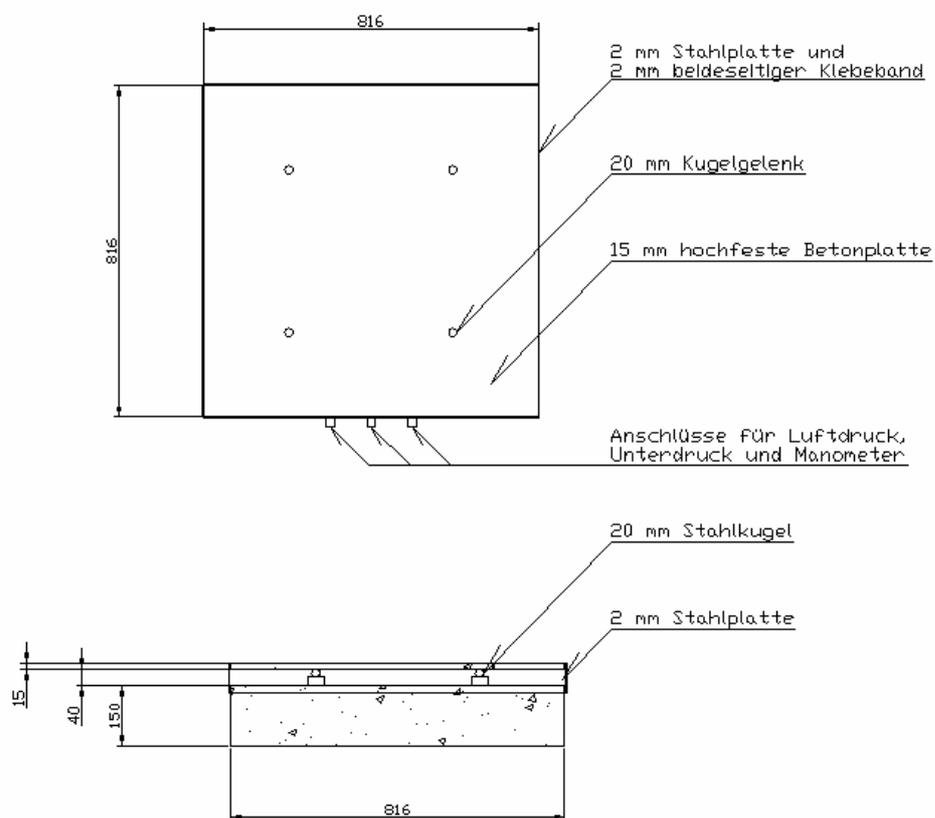


Abbildung 5.72: Versuchsaufbau des Unterdruckversuchs

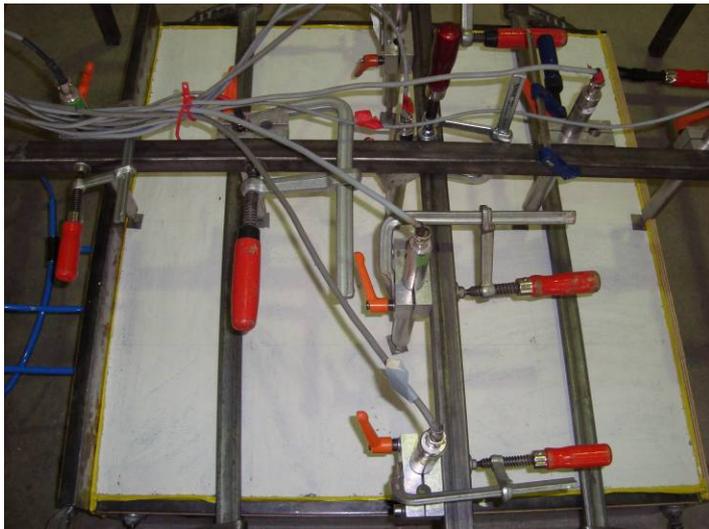


Abbildung 5.73: Versuchsstand des kurzzeitigen und dauernden Unterdruckversuchs

Das Kugelgelenk in Abb. 5.74 kann die Fassadenplatten während des dynamischen Unter- und Überdrucks nicht halten. Ein konstantes, 3 kN schweres Gewicht wurde als Gegengewicht verwendet.

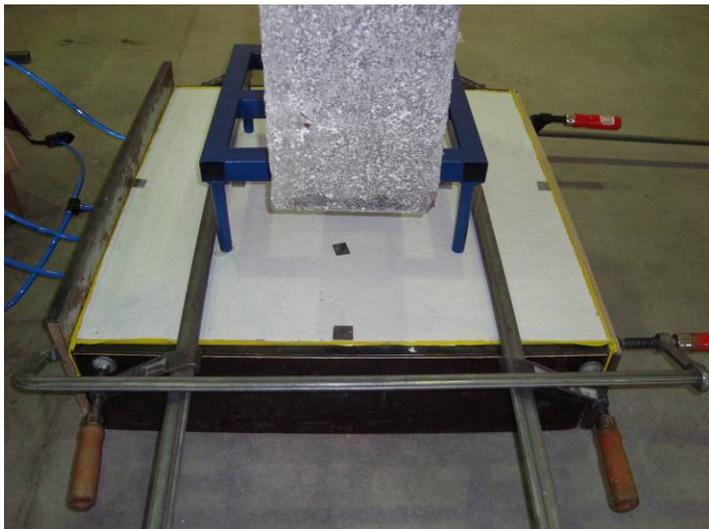


Abbildung 5.74: Versuchsstand des dynamischen Unterdruckversuchs



Abbildung 5.75: 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 ± 2 kN/m ² und 20.000 Zyklen mit 0,2 Hz

Tabelle 5.22: Versuchsprogramm der Unterdruckversuche

Die Last-Verformungsdiagramme sind in Abb. 5.-5. dargestellt.

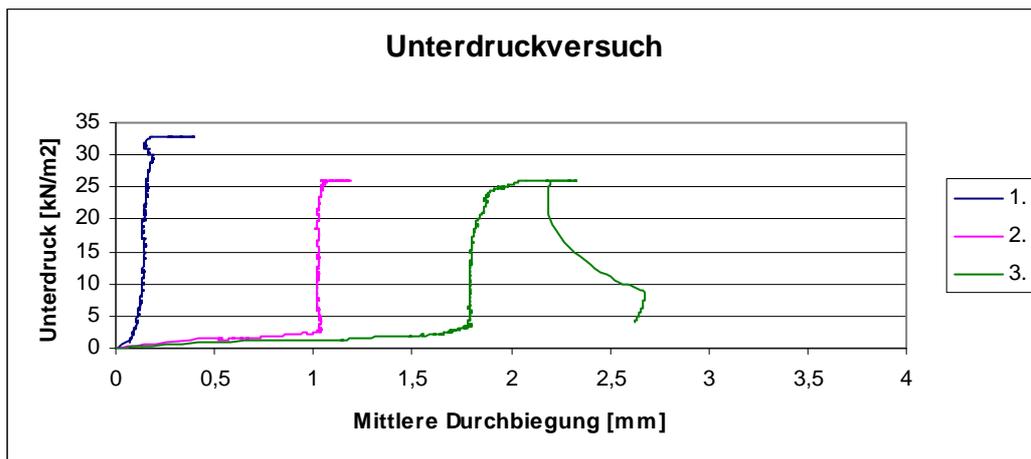


Abbildung 5.76: Last-Verformungsdiagramm des kurzzeitigen Unterdruckversuchs

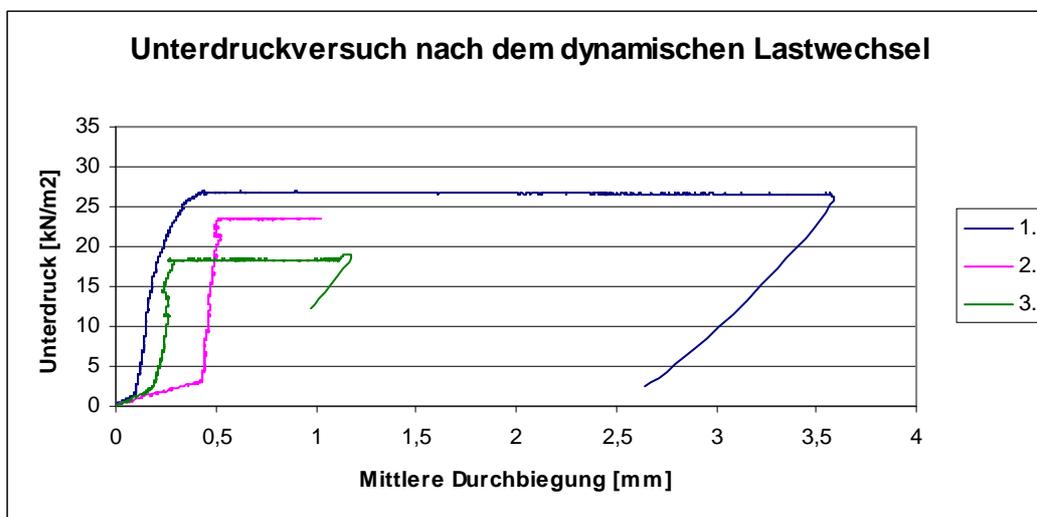


Abbildung 5.77: Last-Verformungsdiagramm des Unterdruckversuchs nach dem dynamischen Lastwechsel

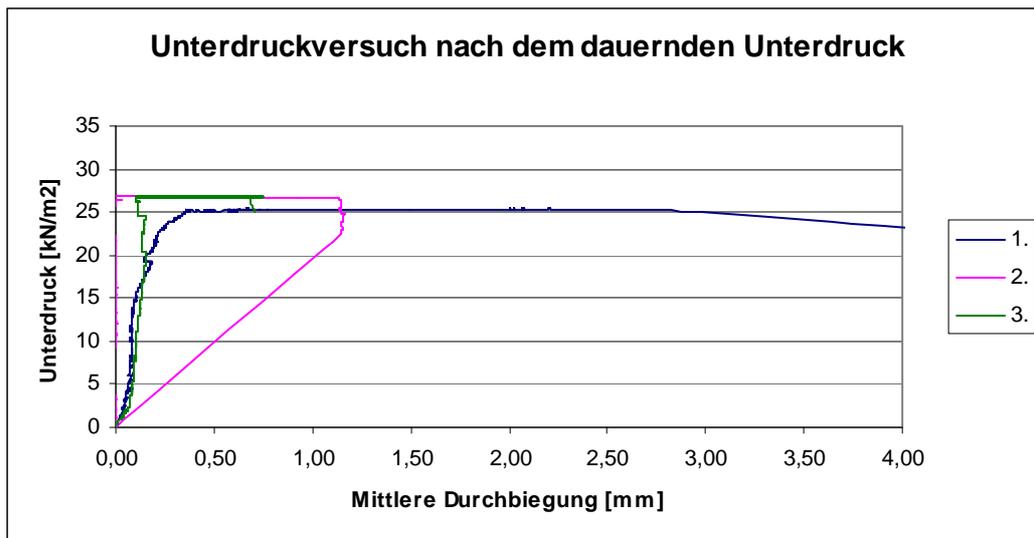


Abbildung 5.78: Last-Verformungsdiagramm des Unterdruckversuchs nach dem dauernden Unterdruck



Abbildung 5.79: Versagen nach dem kurzzeitigen Unterdruckversuch

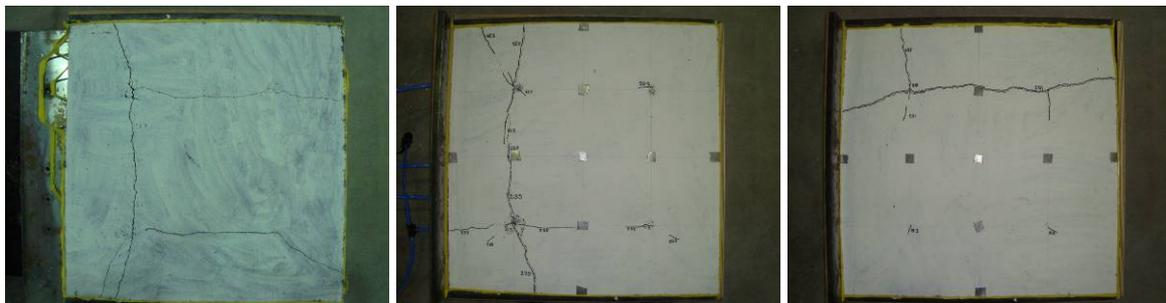


Abbildung 5.80: Versagen nach dem Unterdruckversuch mit dem dynamischen Lastwechsel



Abbildung 5.81: Versagen nach dem Unterdruckversuch mit dem dauernden Unterdruck

Die Versagen wurden in allen Fällen durch das Biegemoment ausgelöst.

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

Tabelle 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.

6. Bemessungskonzept

6.1. Allgemeines

Es sollen Fassadenplatten aus UHPC 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 1.7.1.1 (UHPC) ermittelt wurde.

Die konstruktiven Regeln nach Kapitel 1.6 (z. B. Randabstand des Ankers) etc. sind einzuhalten.

6.2. Einwirkungen auf Fassadensystem

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

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

In Anlehnung an DIN 1045-1 wird $\gamma_c = 1,8$ gewählt. Der im Kurzzeitversuch ermittelte 5%-Fraktilwert wird zur Berücksichtigung des Abfalls der Zugfestigkeit im Dauerstandsversuch mit dem Faktor 0,8 multipliziert.

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

UHPC : $f_{ct,fl,0,05} = 11,17 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Kap. 1.7.1.1)

Der Bemessungswert des Widerstandes der Biegezugfestigkeit des UHPC beträgt:

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

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

6.4. Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Einwirkungen sind analog zum vorherigen Abschnitt zu wählen.

Alle Nachweise beziehen sich auf den „Schöck“ GfK Klebeteller 80 x 80 mm mit der Kontaktfläche 4.632 mm^2 wie in Abb. 5.66 und 5.67 dargestellt.

Als Klebstoff werden der 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 Kapitel 4.2.5 und 5.7.3 $\gamma_{\text{Klebstoff}} = 6,8$. Der 5%-Fraktilwert der Klebfuge für den UHPC kann Kapitel 5.4.3 und 5.6 entnommen werden.

Der Bemessungswert des Widerstandes des Klebstoff UHPC beträgt:

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

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 Tabelle 1.4 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 Zugfestigkeit $f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$

Bemessungswert des Widerstandswerts der Scherfestigkeit $\tau_d = 57 \text{ N/mm}^2$

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 Größtwert kann Kapitel 1.6 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, $d = 150 \text{ mm}$,

Fassadenplatten, 2,7 x 3,5 m, aus UHPC, $d = 15 \text{ mm}$,

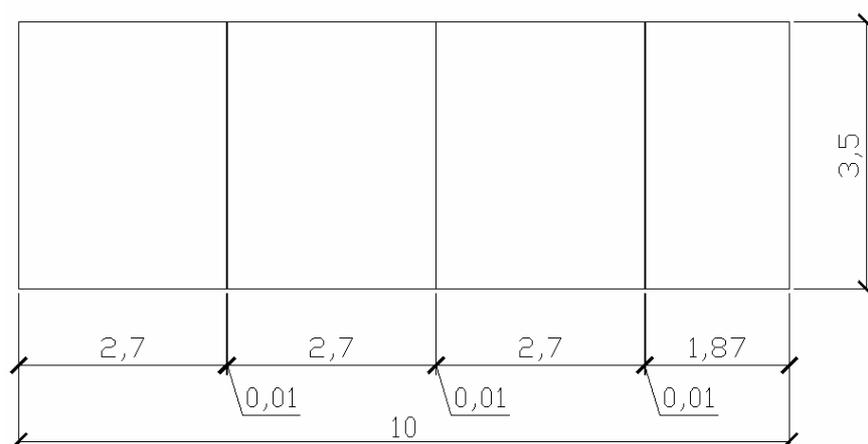


Abbildung 6.1: Abmessung der Fassadenplatten

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

Im Ankerraster 0,5 x 0,5 m wird Schöck GfK ComBar® $\phi 12 \text{ mm}$, $l = 160 \text{ mm}$ gewählt.

Klebeteller:

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

Einwirkungen werden nach Tab. 3.12 und 3.12 berechnet.

Als maßgebende Einwirkungskombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich:

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

Die Bemessungswerte der Einwirkung sind im Kapitel 3.4.4 dargestellt.

- Biegetragfähigkeit der Platten im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

$$f_{ct,fl} < f_{ct,fl,d}$$

$$4,15 \text{ N/mm}^2 < 4,96 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Nachweis der Klebfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit,

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

$$\left(\frac{0,28 \text{ kN}}{1,25 \text{ kN}} + \frac{0,55 \text{ kN}}{1,36 \text{ kN}} \right) \leq 1$$

$$0,63 \leq 1 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Nachweis der Ankertragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit,

- Biegespannung

$$f_{t,fl} < f_{td}$$

$$229 \text{ N/mm}^2 < 435 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Scherfestigkeit

$$\tau_{Ed} < \tau_d$$

$$\left(\frac{(0,28 \text{ kN})}{\left(\frac{\pi \times (12 \text{ mm})^2}{4} \right)} \right) < 57 \text{ N/mm}^2$$

$$2,5 \text{ N/mm}^2 < 57 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

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

- Quasi-ständige Kombination

$$E_d < C_d$$

$$\eta \cdot (\text{kurzzeitige vertikale Verformung}) < \text{Zulässige Absenkung}$$

$$1,12 \cdot (-1,3 \text{ mm}) < -2,0 \text{ mm}$$

$$-1,5 \text{ mm} < -2,0 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

- Seltene Kombination

$$E_d \leq C_d$$

$$(1,12 \cdot (-1,3 \text{ mm}) + 0,6 \cdot (-1,2 \text{ mm})) \leq -3,0 \text{ mm}$$

$$-2,2 \text{ mm} = -3,0 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Nachweis erfüllt}$$

7. Zusammenfassung

Mit vorliegendem 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.

Wie die Untersuchungen zeigen, können bis zu $2,7 \times 3,5 \text{ m}$ große Filigranplatten 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 ultrahochfeste Betone den Glasfaserbetonen vorgezogen. Der Bemessungswert der Biegezugfestigkeit muss einen Mindestwert von $4,15 \text{ N/mm}^2$ aufweisen.

Experimentelle Klebuntersuchungen zeigen, dass eine Oberflächenvorbehandlung der Beton- und GfK-Oberflächen benötigt wird, um eine ausreichende Belastbarkeit, Beständigkeit und Reproduzierbarkeit der Klebverbunde zu erreichen. Die besten Ergebnisse lieferte eine mechanische Entschichtung der Betonoberfläche durch die Saugstrahltechnologie und die anschließende Anwendung eines Primers sowie GfK-seitig die Atmosphärendruckplasmavorbehandlung der GfK-Ankerkopfoberfläche.

Unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Kriterien besitzt der Klebstoff „Sika AnchorFix-3+“ das beste Eigenschaftsprofil der hier untersuchten Klebstoffsysteme. 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. Vor einem baupraktischen Einsatz sollten jedoch weitere anwendungsfallsspezifische Langzeitversuche mit bauteilnahen Geometrien zum Dauerhaftigkeitsnachweis durchgeführt werden.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die Förderung dieses Forschungsvorhabens im Rahmen der Forschungsinitiative Zukunft Bau durch das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) aus Mitteln des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und die finanzielle Beteiligung der Industriepartner, namentlich der Schöck Bauteile GmbH, Novacret Faserbaustofftechnik GmbH, Sika Deutschland GmbH und Heidelberger Betonelemente GmbH & Co. KG sowie für die aktive und sehr hilfreiche Unterstützung durch die Mitglieder des projektbegleitenden Arbeitskreises.

Literaturverzeichnis

- [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 Forschungsvereinigung 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 fort he 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 Forschungsvereinnigung 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.*: Klebetechnik 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. et. 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.*: Fertigaragen 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.*: Alkali resistente 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.:
- [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 Behavior 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] Hunkeler, F.; et al. : „Schwinden von Beton“, Der Bauingenieur : Baumaterial 3/2008.
- [91] Heidelbergzement : Betontechnische Daten, 2007.
- [92] Institut für Faserbaustoffe Berlin : SIC-Untersuchung.
- [93] Technische Information Schöck ComBAR[®] ,2007.
- [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] Recknagel; Sprenger; Schramek : Taschenbuch für Heizung + Klimatechnik, Oldenbourg Industrieverlag, 2007.
- [97] Kehlbeck, F.: Einfluss der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Wermer-Verlag, Düsseldorf, 1975.
- [98] DIN EN 12524 : Baustoff und -produkte – Wärme- und feuchteschutztechnische Eigenschaften - Tabelierte 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] <http://de.wikipedia.org/wiki/Windlast>, Juni 2009.