

Jürgen Schnell, Robert Jüpner  
Kasem Maryamh, Michael Eiden

**Bemessung und Konstruktion  
von selbstaufschwimmenden  
Hochwassersperren in  
Beton-Sandwichbauweise:  
Selbstaufschwimmende  
Hochwassersperren**

F 3155

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) 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

2019

ISBN 978-3-7388-0360-0

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](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

[www.irb.fraunhofer.de/bauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/bauforschung)

Endbericht zum Forschungsprojekt

**Bemessung und Konstruktion von selbstaufschwimmenden  
Hochwassersperrern in Beton-Sandwichbauweise:  
„Selbstaufschwimmende Hochwassersperrern“  
(SWD - 10.08.18.7-14.34)**

Gefördert durch:



Bundesministerium  
für Verkehr, Bau  
und Stadtentwicklung



Bundesamt  
für Bauwesen und  
Raumordnung

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell  
Prof. Dr. Robert Jüpner

Sachbearbeiter: Kasem Maryamh M.Sc.  
Dipl.-Ing. Michael Eiden

Kaiserslautern, Juni 2017

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung .....	3
2	Voruntersuchungen .....	3
2.1	Recherche von selbstaufschwimmende Hochwassersperrern und deren Einsatzmöglichkeiten ..	3
2.1.1	Hintergrund .....	3
2.1.2	Stand der Technik.....	4
2.1.3	Einsatzmöglichkeiten .....	11
2.2	Praxisbeispiele.....	13
2.3	Schlussfolgerungen .....	18
2.4	Zusammenstellung aller relevanten Lastfälle .....	20
2.5	Entwurf eines Konstruktionsprinzips.....	20
2.5.1	Vordimensionierung.....	23
3	Experimentelle Untersuchungen.....	26
3.1	Materialeigenschaften .....	26
3.1.1	Beton .....	26
3.1.2	Polystyrol/ Styrodur.....	26
3.2	Übersicht der Versuchsreihen .....	27
3.3	Biegeversuche .....	28
3.3.1	Herstellung der Probekörper .....	28
3.3.2	Aufbau der Biegeversuche .....	30
3.3.3	Durchführung der Biegeversuche .....	32
3.3.4	Ergebnisse der Biegeversuche.....	33
3.4	Zyklische Überfahrversuche (Karussell) der Probekörper E .....	43
3.4.1	Versuchsstand.....	43
3.4.2	Versuchsaufbau .....	44
3.4.3	Versuchsablauf .....	46
3.4.4	Versuchsergebnisse .....	47
3.5	Resttragfähigkeitsversuche der Probekörper E.....	51
3.5.1	Aufbau der Biegeversuche .....	51
3.5.2	Ablauf der Versuche .....	53
3.5.3	Ergebnisse.....	53
4	Numerische Untersuchungen.....	55
4.1	Materialparameter.....	56
4.2	Kontaktbereiche.....	56
4.3	Vernetzung .....	57
4.4	Ergebnisse der numerischen Untersuchungen .....	58
5	Bau und Erprobung eines Prototypen .....	59
5.1	Entwicklung und Bau eines Prototypen .....	59
5.2	Testen des Prototypen in Versuchen im Labor .....	61
5.2.1	Testen des Prototypen im Ruhezustand .....	61
5.2.2	Testen des Prototypen im Einsatzzustand .....	68
5.3	Testen des Prototypen in Feldversuchen .....	73
6	Zusammenfassung und Ausblick .....	79
7	Abbildungsverzeichnis .....	81
8	Tabellenverzeichnis.....	84
9	Literaturverzeichnis .....	85



## **1 Einleitung**

Mit dem Projekt sollten konkrete Lösungen zum Hochwasserschutz von Gebäuden durch selbsttätige Hochwassersperrern aufgezeigt werden. Solche Barrieren können an Gebäudeeingängen, Lichtschächten, Einfahrten von Tiefgaragen etc. eingesetzt werden. Auch die Schaffung von innerstädtischem, temporären Stauraum auf Straßen und Plätzen zur Rückhaltung von Wasser aus lokalen Starkregenereignissen stellt eine Herausforderung dar, für die im Rahmen dieses Projektes Lösungen angeboten werden sollten.

Im Rahmen des vorliegend beschriebenen Vorhabens sollen Sandwichelemente mit Polystyrolkern und Deckschichten aus Hochleistungsbeton bei einer Aufstauhöhe bis zu 100 cm für alle in Frage kommenden Einwirkungen einschl. Befahrbarkeit ausgelegt werden. Zu den Entwicklungszielen zählen vor allem Systemzuverlässigkeit, Robustheit und Dauerhaftigkeit.

## **2 Voruntersuchungen**

### **2.1 Recherche von selbstaufschwimmende Hochwassersperrern und deren Einsatzmöglichkeiten**

#### **2.1.1 Hintergrund**

In den letzten Jahren wurde Mitteleuropa durch mehrere verheerende Hochwasserereignisse heimgesucht. Das „Jahrhunderthochwasser“ 2013 hat gezeigt, dass trotz intensiver Bemühungen und Investitionen in den Hochwasserschutz nach den Hochwasserereignissen 2002 und 2006 immer noch eine große Verwundbarkeit gegenüber Hochwasserereignissen besteht.

Die Ursachen für das Auftreten solcher Ereignisse sind sehr vielfältig. Aufgrund des Klimawandels ist von einer Häufung von Extremereignissen auszugehen, bedingt durch eine größere Variabilität der Niederschläge und Abflüsse (LAWA, 2010) [12].

Die jüngsten Erfahrungen machten deutlich, dass im Hochwasserschutz nach wie vor Handlungsbedarf besteht. Die Ereignisse zeigten Grenzen des klassischen technischen Hochwasserschutzes auf, der von einem Sicherheitsgedanken geprägt ist. In den letzten Jahren vollzog sich ein Wandel von einer Sicherheitskultur hin zu einer Risikokultur, welche Unsicherheiten und Verletzbarkeiten stärker als bisher berücksichtigt. Aus diesem Paradigmenwechsel entstand das sogenannte Hochwasserrisikomanagement (HWRM), dessen Ziel die „Förderung des Risikobewusstseins sowie die größtmögliche Vermeidung, Verminderung und Begrenzung des Hochwasserrisikos unter Beteiligung aller Betroffenen und Akteure“ ist (vgl. MÜLLER, 2010) [13].

Nach einer gesetzlichen Verankerung durch die Richtlinie des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken (EU-HWRM-RL) wurde die Strategie des Hochwasserrisikomanagements 2009 durch das Gesetz zur Neuordnung des Wasserrechts in bundesdeutsches Recht überführt.

Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Hochwasservorsorge, zu der auch die Bauvorsorge zählt. Das Hauptziel der Bauvorsorge ist die Verringerung der Schadenspotentiale durch hochwasserangepasste Bauweisen und Nutzungen. Zu den grundsätzlichen Strategien der Bauvorsorge gehört neben dem „Ausweichen“ das „Anpassen“ und das „Widerstehen“ (DWA, 2014) [5]. Grundprinzip der Bauvorsorgestrategie des „Widerstehens“ ist die Abschirmung eines Gebäudes gegen eindringendes Wasser mittels stationären-, teilmobilen- und mobilen Hochwasserschutzelementen.

Aus technischer Sicht sind die Vorteile eines stationären Hochwasserschutzes unbestritten. Die Notwendigkeit zur Beibehaltung bestehender Verkehrsbeziehungen oder zur Erhaltung des Landschaftsbildes macht jedoch im innerstädtischen Bereich den Einsatz stationärer Hochwasserschutzsysteme häufig unmöglich. In solchen Fällen kommen teilmobile oder mobile Hochwasserschutzsysteme zum Einsatz.

## 2.1.2 Stand der Technik

Regelungen zu teilmobilen und mobilen Hochwasserschutzsystemen finden sich im Merkblatt 6 „Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz“ des Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e.V. (BWK, 2005) [4] sowie im Merkblatt 6001 „Mobile Hochwasserschutzsysteme – Hinweise für die Beschaffung, den Einsatz und die Bereitstellung“ der VdS Schadenverhütung GmbH (GdV, 2014) [8]. DIN-Normen existieren in diesem Bereich nicht. Hingewiesen sei an dieser Stelle auf das DWA-Merkblatt 553 „Hochwasserangepasstes Planen und Bauen“, welcher grundsätzliche Aspekte des hochwasserangepassten Bauens thematisiert.

Im Folgenden wird ein Überblick über die gängigsten technischen Systeme gegeben.

- **Teilmobile Hochwasserschutzsysteme**

„Teilmobile Hochwasserschutzwände sind im Allgemeinen „mobile“ Dammbalkensysteme in Kombination mit einer ortsfesten Halterungskonstruktion.“ (BMUB, 2015).

Bei den Halterungskonstruktionen kann es sich um senkrechte Führungsschienen zum Setzen der Dammbalken handeln, oder auch um eingebaute Fundamente zur Befestigung dieser. Der Einsatz von Dammbalkensystemen (Abbildung 1: Theoretische Darstellung eines Dammbalkensystems [BWK, 2005]) findet beim Hochwasserschutz oft Verwendung beim Abschließen von Öffnungen wie Toren, Türen oder Nischen. Da solche Durchgänge im Normalzustand frei begehbar sein müssen, eignet sich die Kombination aus ortsfestem Befestigungssystem und mobilen Dammbalken besonders gut, um bei einem Hochwasser zügig reagieren zu können (Patt & Jüpner, 2013) [16].

Den Einsatzmöglichkeiten der mobilen Dammbalkensysteme sind kaum Grenzen gesetzt, da zum Teil auch größere Gebiete am Stück abgeschottet werden können. In der privaten als auch der öffentlichen Vorsorge eignen sich die teilmobilen Systeme zum Schutz vor Oberflächenwasser.

Für einen planmäßigen Einsatz sind eine geordnete Lagerung, planmäßige Logistik sowie regelmäßige Wartungen der Befestigungskonstruktionen notwendig. Außerdem erfordert der reibungslose Aufbau ständig wiederholende Übungen, um für den Ernstfall geschultes Personal zu Hand zu haben.

Die Konstruktionsweise der teilmobilen Dammbalkensysteme ist einfach gehalten, denn diese besteht lediglich aus den Dammbalken, den Dichtungen und den bereits vor Ort montierten Wandanschlussprofilen bzw. mobilen oder fest eingebauten Stützen, welche ggf. über Ankerplatten mit dem Untergrund verbunden sind. Bei den Dammbalken handelt es sich um Hohlprofile, welche meist aus Gewichtsgründen aus Aluminium gefertigt sind. Die Stützen dienen als Auflage für die übereinanderliegenden Wandelemente, nehmen die auftretenden Kräfte auf und leiten diese in den Untergrund ab. Außerdem werden die Stützen zur Fixierung der Verschraubungs- oder Verspannungsvorrichtungen genutzt, so dass die Dammbalken den Auftriebskräften widerstehen. Die Anschlussstellen von Dammbalken und Untergrund müssen entweder mit einer größeren, breiteren Dichtung an dem untersten Dammbalken, oder mit einer in den Untergrund montierten Schiene abgedichtet werden. Untereinander sind zwischen den Wandelementen horizontale Dichtungen angebracht, zu den Stützen hin vertikal, um die Dichtigkeit zu garantieren. Beim Aufbau werden die einzelnen Wandelemente in die Führungsschienen eingeführt und am Ende durch eine Verspannvorrichtung aufeinandergepresst (BWK, 2005).

Ab einer Einbauhöhe von etwa 1,50 m muss das Dammbalkensystem mit einer zusätzlichen Rückabstützung versehen werden (ÖWAV, 2013) [15].

Bei den maximalen Maßen beträgt die Systemhöhe bis zu 5 m, wobei die Stützweite maßgeblich von der Systemhöhe und der Durchbiegung der Balken abhängig ist. Die größtmögliche Stützweite beträgt ca. 6,0 m, jedoch werden normalerweise Stützweiten von 3 bis 4 m verwendet (ÖWAV, 2013) [15].

Das Gewicht der Dammbalken ist von Höhe und Länge der einzelnen Wandelemente abhängig. Dabei kann man bei der Verwendung von allen Bauteilen von ca. 0,03t pro lfdm bei einer Systemhöhe von 1 m und in etwa von 0,75t pro lfdm bei 5m Gesamthöhe rechnen (BWK, 2005).

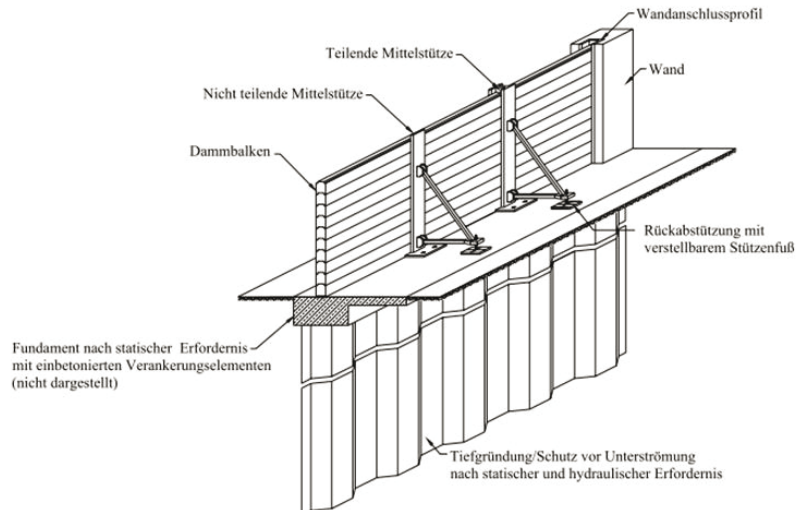


Abbildung 1: Theoretische Darstellung eines Dammbalkensystems [BWK, 2005]

- **Mobile Hochwasserschutzsysteme**

Bei den mobilen Hochwasserschutzsystemen gibt es eine Vielzahl von unterschiedlichen Systemen. Das gebräuchlichste und seit mehreren Jahren zum Einsatz kommende notfallmäßige mobile Hochwasserschutzsystem stellt der Sandsack dar (ÖWAV, 2013).

Sandsäcke finden aufgrund ihrer Einfachheit und Flexibilität häufig Anwendung im Hochwasserschutz, jedoch sind die leichte Herstellweise und die gute Verfügbarkeit weitere ausschlaggebende Gründe für den heutigen Einsatz (GdV, 2014).

Tabelle 1 gibt einen Überblick über unterschiedliche Systeme. Dabei werden die wichtigsten Eckdaten der genannten Systeme bezüglich der Anschaffungskosten, der maximalen Stauhöhe und Eignung als Linien- oder Objektschutz zusammengefasst. Folglich kann man erkennen, wie flexibel die mobilen Schutzsysteme in der Hinsicht der Einsatzmöglichkeiten sind. Außerdem kann man mit den mobilen Schutzsystemen im Gegensatz zu den stationären Schutzsystemen, welche dauerhaft vor Ort montiert sind, eine bessere optische Gestaltung erzielen, welche im öffentlichen, aber auch im privaten Bereich von Vorteil ist.

Bei der Wahl für den privaten Bereich ist darauf zu achten, dass die Investitionskosten der Notwendigkeit entsprechen, sodass das System nicht überdimensioniert ist und zu lange Aufbauzeiten benötigt werden. Im Einsatz sind die Handhabung, die Schutzhöhe, die Aufbauzeit und die Lagerfläche entscheidend.

Tabelle 1: Eckdaten mobiler Hochwasserschutzsysteme [verändert nach BLAUTH, 2016]

System*	Eignet sich für...			max. Stauhöhe [m]	Personalbedarf [Anzahl]			Anschaffungskosten ca. Preis [€/m] *	Eignet sich eher auf...	
	Lückenschluss (≥10m)	Objekt-schutz	Linien-schutz (≤10m)		gering	hoch	Ø 100m/h *		Terrain eben	Terrain uneben
Sandsack	✓	✓	-	2,0		✓	20-30	15	✓	✓
Stellwand	-	✓	✓	2,0	✓		4-8	450 - 550	✓	-
Dammbalken/- tafelsystem	✓	✓	✓	5,0	✓		12	je nach Hersteller	✓	-
Behältersystem - offen	✓	✓	✓	1,5	✓		4-8	300 - 400	✓	✓
Behältersystem - geschlossen	✓	✓	✓	1,6	✓		4	200 - 450	✓	✓
Tafelsysteme	-	-	✓	0,5	✓		4-8	40	✓	✓
Dammsysteme	-	✓	✓	1	✓		4	340 - 370	✓	✓
Betonelemente	-	-	✓	1	✓		4	150	✓	-
Torsysteme	✓	-	-	5,0	✓		/	/		

Quellen: BWK 2005; VKF/BWG 2004

\*bezogen auf eine Schutzhöhe von 0,5 m ohne Kosten für Füllmaterial (z. B. Sand)



Aufgrund der Höhe der Schutzwand im aktiven Zustand sind große Bodenkammerbauwerke notwendig, welche aufwendige Tiefbauarbeiten zur Folge haben. Dabei muss auch die Notwendigkeit von Zu- und Abflussrohren berücksichtigt werden, die ggf. weitere Tiefbauarbeiten zur Folge haben. Gegebenenfalls muss ein Schutz gegen Unterströmung, wie zum Beispiel eine Spundwand, mit eingebaut werden. Diese selbstständig aufschwimmenden Hochwasserschutzwände können vor allem zur Schließung von Lücken in Mauern oder Deichen eingesetzt werden, wobei auch der Einsatz zwischen benachbarten Gebäuden eine mögliche Variante ist (GdV, 2014).

Im Wesentlichen bestehen die Systeme aus den Wandsegmenten, den Bodenkammern, den Führungsschienen, der Dichtung sowie den Füll- und Entwässerungsrohren. Die Wandsegmente werden vorwiegend aus korrosionsbeständigem Stahl, aus Kunststoff, oder aus einer Kombination aus Stahlwand und Schwimmkörper aus Kunststoff gefertigt. Die Kopfplatte der Wand wird aus Edelstahl gefertigt, wobei die Möglichkeit besteht, die Oberfläche an die umliegende Geländeoberfläche anzugleichen. Bei den Bodenkammern handelt es sich um Fertigteilkonstruktionen aus Stahl oder Stahlbeton, oder die Kammern werden vor Ort aus Stahlbeton in der Baugrube hergestellt. Die Führungsschienen in der Flutkammer sind mit Laufrädern ausgestattet, sodass die Wand absolut vertikal nach oben aufschwimmen kann. Die Laufräder sind meist aus Kunststoff gefertigt, wobei die Schienen aus Edelstahl oder korrosionsfestem Stahl an den Kammerwänden montiert werden. Als Dichtungsmaterialien für den Wandfuß kommen verschiedene Kunststoffe oder Gummimischungen zum Einsatz. Die Dichtigkeit wächst mit ansteigendem Wasser, da somit der Anpressdruck auf die Dichtungen steigt. Die Füll- und Entwässerungsrohre können als ein einfaches oder doppeltes Rohr gefertigt werden, wobei man beim Bau auf das Gefälle in der Flutkammer Acht geben muss, damit für das Wasser eine Ablaufmöglichkeit gegeben ist. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, noch eine Spüleleitung bzw. eine Entwässerungspumpe in die Bodenkammer einzubauen, sodass zum einen Ablagerungen durch feinen Sand ausgespült werden können und zum anderen das Wasser abgepumpt oder die Kammer zur Kontrolle gefüllt werden kann (siehe Abbildung 2). Die Funktionsweise dieser Systeme kann nur durch eine regelmäßige Wartung garantiert werden, da eine Gefahr von Vereisung und Ablagerung von Sedimenten besteht (BWK, 2005) [4].



## Aufschwimmbare, klappbare Systeme

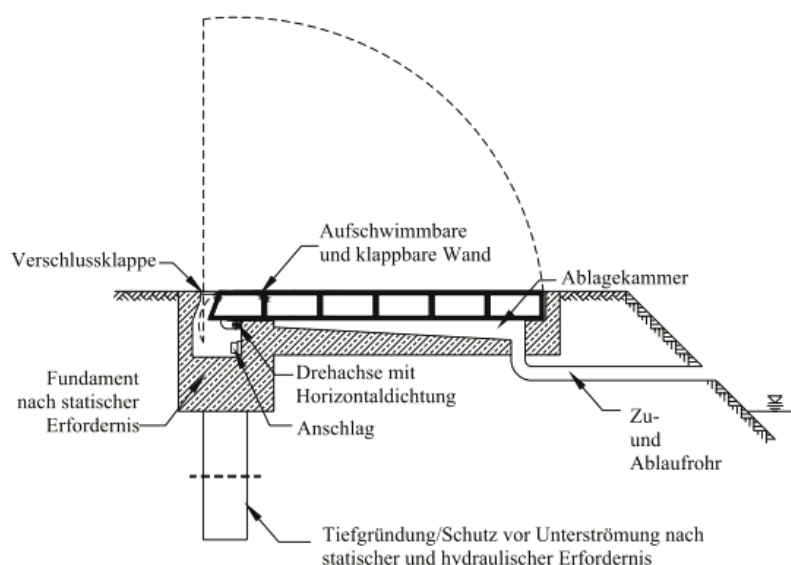


Abbildung 3: Aufschwimmbares, klappbares System, Ruhezustand [BWK, 2005]

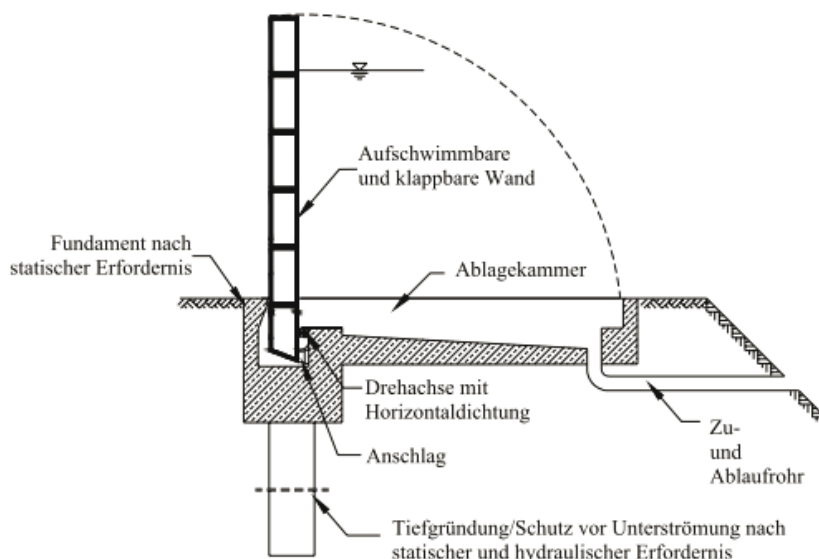


Abbildung 4: Aufschwimmbares, klappbares System, Einsatzzustand [BWK, 2005]

Aufschwimmbare, klappbare Systeme sind vergleichbar mit den fest vor Ort eingebauten manuellen oder maschinellen Klappsyste-men. Abbildung 3 (Abbildung 3: Aufschwimmbares, klappbares System, Ruhezustand [BWK, 2005]) zeigt das System im Ruhezustand. Hierbei ist deutlich zu erkennen, dass auch hier die Wände horizontal in einer Ablagekammer liegen, sodass die Wandoberseite bündig mit der umliegenden Geländeoberkante abschließt. Im passiven Zustand ist es möglich, durch eine verstärkte Bauweise der Wandelemente, die horizontale Wand für Fahrzeuge befahrbar und für Fußgänger begehbar auszubilden (BWK, 2005).

Die Wandelemente werden als Schwimmkörper entworfen, sodass diese sich bei auftretendem Hochwasser durch die Drehachse selbstständig von der horizontalen Position in die vertikale Position aufklappen (Abbildung 4: Aufschwimmbares, klappbares System, Einsatzzustand [BWK, 2005]). Mit steigendem Wasserstand wird die Ablagekammer mittels Zulaufrohren vom Gewässer geflutet, sodass die Klappwand sich automatisch und stufenweise hebt. Die Kopplungsstellen mit angrenzenden Anschlussstellen müssen nach den jeweiligen Anforderungen kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Die

Einsatzmöglichkeiten der selbstständig aufschwimmenden Klappschotts finden vorwiegend Verwendung im Lückenschluss, wie das Abschotten von Toren, von Tiefgaragen, Eingängen von Geschäften, aber auch dem Schließen von U-Bahnhofeingängen (GdV, 2014).

In Abbildung 4 ist zu erkennen, dass die aufschwimbare Klappwand im Wesentlichen aus der Wand selbst, der Ablagekammer, der Drehachse mit Horizontaldichtung sowie den Zu- und Ablaufrohren besteht. Die Wand wird wie die vertikal aufschwimmende Wand als wasserdichter und verstärkter Hohlkörper aus korrosionsgeschütztem Stahl oder Kunststoff gefertigt. Für den Bau der Ablagekammer finden Stahlbau- oder Stahlbetonfertigteile Verwendung, wobei das Fundament der Kammer vor Ort aus Ortbeton oder Stahlbeton hergestellt wird. Bei den Dichtungen an der Drehachse kommen vorwiegend Kunststoffe oder Gummimischungen zum Einsatz. Die Klappwand erfordert im Gegensatz zur vertikal aufschwimmenden Wand keine größeren Tiefbauarbeiten, da die Ablagekammer höchstens 0,5 m tief ist und somit die Baugrube nicht sehr tief ausgehoben werden muss. Die Zu- und Ablaufrohre werden am Boden mit der Ablagekammer verbunden, sodass die Möglichkeit gegeben ist, dass die Wand im Hochwasserfall selbstständig durch die Auftriebskraft des Wassers aufklappen kann (BWK, 2005) [4].

Zum Schutz vor Sedimentablagerungen werden an den Zulaufrohren ebenfalls Filter angebracht, damit ein Schutz der Ablagekammer bei Flutung vor groben Ablagerungen besteht. Beim Fluten der Kammern und den unterirdischen Leitungen ist mit regelmäßigen Wartungsarbeiten rechnen (GdV, 2014).



### 2.1.3 Einsatzmöglichkeiten

Aufgrund der entfallenden notwendigen Vorwarnzeit, des geringen Personalbedarfs sowie der hohen Belastbarkeit im liegenden Zustand eignen sich selbst aufschwimmende Hochwassersperren besonders für den Gebäudeschutz im innerstädtischen Bereich. Folgende grundsätzliche Einsatzmöglichkeiten sind denkbar:

- Deicherhöhung
- Flutschutzwand
- Erhöhung von Kaianlagen
- Abdichtung von Gebäudeeingängen
- Abdichtung von Lichtschächten
- Abdichtung von Einfahrten zu Tiefgaragen oder tiefliegenden Öffnungen
- Abdichtung von Eingängen zu U-Bahn-Stationen
- temporäre Wasserspeicherung im innerstädtischen Bereich, z.B. in Parkanlagen

Der wichtigste Vorteil im Einsatz der selbst aufschwimmenden Hochwassersperren ist die Unabhängigkeit von der Vorwarnzeit, da diese Systeme so auch gegen Starkregen eingesetzt werden können. Besonders vor dem Hintergrund, dass Starkregenereignisse überall und häufig ohne Vorwarnzeit auftreten können, ergibt sich so ein breites Einsatzspektrum für sensible Objekte. Als Schutzelement für Flusshochwasser spielt die Vorwarnzeit eine geringere Rolle, was eine Einzelfallentscheidung bedarf. In diesen Fällen kann es häufig zweckmäßiger sein, konventionelle Systeme zu verwenden, wenn die Vorwarnzeit groß genug ist und genügend Einsatzpersonal zur Verfügung steht.

Sowohl für die vertikal aufschwimbare, als auch für die aufschwimbare klappbare Wand gibt es heutzutage noch keine DIN-Norm bzw. kein Qualitätssiegel, welches die genauen Belastungssituationen der Systeme beschreibt. Einzig das BWK Merkblatt 6 beschreibt die Prinzipien dieser Systeme, konkrete Planungshinweise werden allerdings nicht gegeben. Die auf dem Markt verfügbaren Systeme sind meist durch Laborversuche oder Testversuche durch Sachverständige getestet und weisen so die Funktionalität und Dichtigkeit nach. Dabei unterscheiden sich die Dimensionierungsangaben zum Teil deutlich von den Aussagen des BWK Merkblattes. Tabelle 2 gibt einen Überblick über vier Systeme, die zurzeit in Deutschland erhältlich sind, oder sich im Testversuch befinden. Es wird kein Anspruch auf die vollständige Nennung aller Hersteller auf dem Weltmarkt erhoben.

Tabelle 2: Eckdaten einzelnen Systeme im Vergleich mit den Angaben des BWK Merkblattes 6 [verändert nach BLAUTH, 2016]

	Hersteller	max. Stauhöhe [m] <sup>1</sup>	max. Wandelementlänge [m] <sup>1</sup>	Investitionskosten [€] <sup>2</sup>	Wartungsintervall <sup>1</sup>	Verfügbarkeit
Klappbar aufschwimmend	Reitthaler	1,0	8,0	10.000 – 50.000	1 - 2 / Jahr & nach jedem Hochwasser	✓
	Anhamm	2,0	30	/	1 - 2 / Jahr & nach jedem Hochwasser	✓
Vertikal aufschwimmend	Floodprotect	1 - 30	-	600 – 12.000	alle 10 - 20 Jahre & nach jedem Hochwasser	Testphase
	Hyflo	2,5	1 - 50	ab 2500	1 - 2 / Jahr	✓
BWK-Merkblatt 6	Vertikal	5	1 - 18	/	/	-
	klappbar	3,5	/	/	/	-

**Legende:**

<sup>1</sup> Angaben laut Hersteller,

<sup>2</sup> abhängig von Stauhöhe und Wandlänge

/ keine Angabe

**Kontaktinformationen der Hersteller:**

Hochwasserschutz Reitthaler GmbH:

<http://www.hochwassersicherheit.com/> (letzter Zugriff 09.07.2016)

Anhamm GmbH:

<http://spillbarrier.com/> (letzter Zugriff 09.07.2016)

Floodprotect Limited:

<http://www.floodprotect.eu/> (letzter Zugriff 09.07.2016)

Hyflo Self Closing Flood Systems BV:

<http://www.hyflo.nl/> (letzter Zugriff 09.07.2016)

## 2.2 Praxisbeispiele

Verschiedene Systeme werden bereits erfolgreich in der Praxis eingesetzt. Im Folgenden werden von drei unterschiedlichen Herstellern einzelne Projekte vorgestellt, um so eine bessere Übersicht über die Einsatzmöglichkeiten sowie Vor- und Nachteile dieser Systeme zu erhalten. Diese Projekte stehen exemplarisch für die Produkte einzelner Hersteller in Europa.

### 1. Hyflo

Die aufschwimmbare Hochwasserwand der Firma Hyflo aus den Niederlanden wird bereits seit 1998 gebaut und ist weltweit das führende selbst aufschwimmbare Hochwasserschutzsystem. Durch ein großes Händlernetz wird es in Europa, Asien, Amerika und Australien vertrieben (Hyflo, 2016).

Das erste Projekt wurde 1998 in der Stadt Meppel in den Niederlanden bei dem Pharmakonzern Yamanouchi Europa BV (heute Astellas Pharma Europe) verwirklicht.

Das Pharmaunternehmen produziert im niederländischen Meppel hochwertige Medikamente und war vor dem Bau der Barriere bereits öfter von Starkregen und Überschwemmungen betroffen. Um die Verlegung des Standortes zu verhindern, entschied man sich für den Bau einer selbstschließenden Hochwassersperre der Firma Hyflo in Kombination mit einer Betonmauer, welche um das Firmengelände errichtet wurde.



Abbildung 5: Hochwasserbarriere am Zufahrtstor der Firma Yamanouchi [Quelle: [http://www.hyflo.nl/Project\\_En.html](http://www.hyflo.nl/Project_En.html), Zugriff am: 18.06.2016]

Abbildung 5 (Abbildung 5: Hochwasserbarriere am Zufahrtstor der Firma Yamanouchi [Quelle: [http://www.hyflo.nl/Project\\_En.html](http://www.hyflo.nl/Project_En.html), Zugriff am: 18.06.2016]) zeigt die erste Barriere, welche die Firma Hyflo am Zufahrtstor der Firma Yamanouchi installiert hat. Die erste Barriere war 6,0 m lang und bot eine Schutzhöhe von 1,0 m. Aufgrund der Expansion der Firma und nach gelungener Installation der ersten selbstaufschwimmbaren Wand wurde im Jahr 2000 eine zweite Barriere mit denselben Abmessungen vor Ort errichtet. Durch das weitere Wachstum des Unternehmens wurde im Jahr 2004 noch ein drittes größeres System errichtet. Abbildung 6 [1] zeigt die dritte Barriere, die eine Länge von 11,0 m und eine Schutzhöhe von 1,0 m hat und an einem Einfahrtstor des Betriebs aufgebaut wurde (Fallstudien Aggeres).



Abbildung 6: Hochwasserbarriere am Zufahrtstor des Unternehmens [1]

Ein aktuelleres Projekt ist das im Jahr 2015 am Bahnhof Berchem in Antwerpen (Belgien) installierte aufschwimmbare Hochwasserschutztor. Der Kunde war der Parkraumbewirtschafter Q-Park, der in der Nähe des Bahnhofs ein Parkhaus verwaltet, welches als Tiefgaragenparkhaus gebaut wurde. Die Ausfahrt des Parkplatzes liegt ziemlich tief, wodurch bei starken Regenfällen das gesamte anfallende Wasser über die Ausfahrtsstraße auf den Parkplatz fließt. Die geparkten Fahrzeuge würden infolge der Überflutung tief im Wasser stehen und die Kraft des hinabfließenden Wassers würde das Herausfahren über die Ausfahrtsstraße ziemlich schwierig gestalten. Die Lösung war eine aufschwimmbare Hochwassersperre, die durch das Ingenieurbüro Arcadis in Verbindung mit dem Händler Aggeres vor Ort installiert wurde.

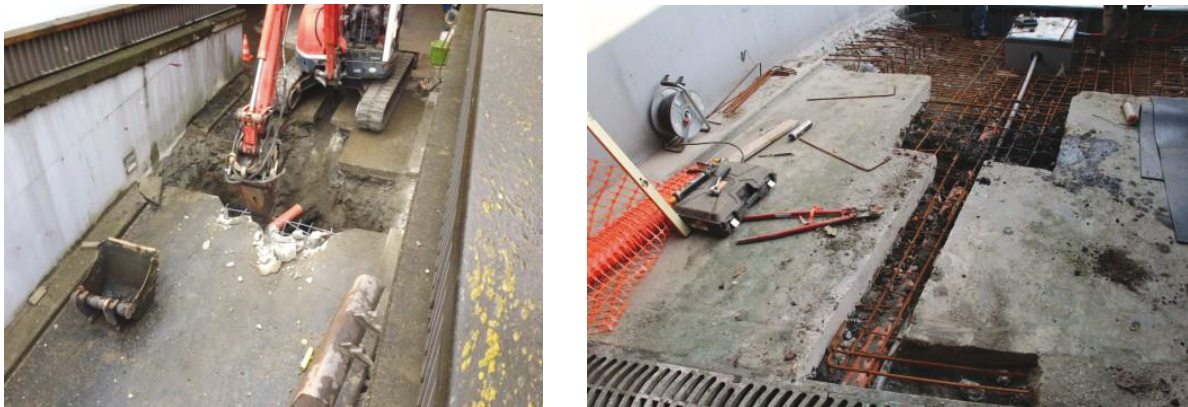


Abbildung 7: Bauarbeiten auf der Ausfahrtsstraße des Parkplatzes [2]

Abbildung 7 (Abbildung 7: Bauarbeiten auf der Ausfahrtsstraße des Parkplatzes [2]) zeigt die fortgeschrittenen Arbeiten, bei denen man bereits die Servicegrube und die weiter davorliegenden Einlaufgitter erkennt. Die Installation des Systems zeigt, dass die Wand bei Verkehrsinfrastruktursystemen zu Einsatz kommen kann, da diese im Ruhezustand täglich von mehreren hundert Fahrzeugen befahren wird. Die Bauarbeiten wurden einen Tag vor Fristende fertig gestellt (Abbildung 8: Fertiggestellte Barriere in der Ausfahrtsstraße des Parkplatzes [[2]]), was sich als Glückfall herausstellte, da bereits einen Tag später am 13. August 2015 die Barriere durch eine Überflutung auf die Probe gestellt wurde (Abbildung 9: Barriere im Einsatzzustand am 13. August 2015 [, [2]]) (Fallstudien Aggeres).





Abbildung 8: Fertiggestellte Barriere in der Ausfahrtsstraße des Parkplatzes [2]



Abbildung 9: Barriere im Einsatzzustand am 13. August 2015 [2]

Das System ist im Gegensatz zu mobilen Hochwasserschutzsystemen dauerhaft vor Ort und unscheinbar in den Boden eingelassen, sodass ein dauerhafter Schutz gewährleistet wird, der ohne Fremdenergie aktiviert wird. Die stationäre Bauweise, die selbstständige Aktivierung durch die anfallenden Wassermassen und die geringen Unterhaltskosten sprechen ebenso für diese Entscheidung. Der Parkraumbewirtschafter Q-Park spart somit Lagerkosten, welche für ein mobiles System anfallen würden und man benötigt kein geschultes Personal für den Aufbau, was entscheidende Kosten einspart. Es entstehen lediglich Wartungs- und Personalkosten, um das System bei einer Überflutung zu überwachen. Zudem ist dieses System erprobt und kann von Fahrzeugen befahren werden, sodass es auch zuverlässig nach mehreren Jahren funktionieren wird.

## 2. Anhamm

Die Firma Anhamm ist in Moers (Ruhrgebiet/ Deutschland) ansässig und hat dort im Mai 2005 zwei von Ihnen entwickelten Klappschotts an einem hochwertigen Wohnprojekt in der Sedanstraße installieren. Im Juli 2004 kam es in der Stadt Moers zu einem Starkregenereignis, wobei die anfallenden Wassermassen von der Kanalisation nicht mehr aufgenommen werden konnten. Die Folge war, dass das Wasser sich oberflächlich staute und die Keller (Abbildung 10: Links der Eingangsbereich und rechts der Heizungskeller, der Kniestief unter Wasser stand [Quelle: <http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html> Zugriff am: 18.06.2016]) als auch die Tiefgarage des Hauses fluteten. In dem hochwertigen Objekt einer Eigentümergesellschaft

entstand dadurch ein Sachschaden von 30.000 €. Das Wasser stand bis zu den Knien in den Kellerräumen, in denen sich die Schaltkästen der Elektrik des Hauses befinden. Aufgrund der Beschädigung an der elektrischen Steuerung kam es zum Ausfall der Aufzüge des Hauses. Aber auch die Tiefgarage des Wohnobjekts wurde geflutet, jedoch konnten bis auf ein einziges Fahrzeug alle Personenkraftwagen rechtzeitig herausgefahren werden.



Abbildung 10: Links der Eingangsbereich und rechts der Heizungskeller, der Knie tief unter Wasser stand [Quelle: <http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html> Zugriff am: 18.06.2016]

Nach dem Hochwasserereignis beschloss die Eigentümerversammlung, das Haus gegen zukünftige Starkregenereignisse zu schützen. Man entschied sich für eine Kombination aus Klappschott und Stahlbetonmauer, die das Objekt vor Hochwasser bis zu einer Höhe von 60 cm schützen. An dem Eingang des Hauses, sowie an der Einfahrt zur Tiefgarage installierte die Firma Anhamm im Mai 2005 jeweils ein Klappschott aus Edelstahl. Der Aufbau der Klappschotts dauerte aufgrund der Anlieferung als Fertigsystem nur zwei Tage pro Tor.



Abbildung 11: Eingebaute Klappschotts der Firma Anhamm, links am Hauseingang, rechts an der Zufahrt zur Tiefgarage [Quelle: <http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html> Zugriff am: 18.06.2016]

Die Hochwasserschutzmaßnahmen rentierten sich bereits im selben Jahr und dem darauffolgenden Jahr, denn es kam erneut zu Starkregenereignissen in Moers und die Kanalisation konnte wieder nicht die anfallenden Wassermassen aufnehmen. Durch das installierte Klappschott konnte ein Schadenerfolg verhindert werden.

In Kombination mit der Stahlbetonmauer wird das hochwertige Objekt vor einer Überflutung geschützt. Entscheidend für die Wahl waren die geringen Tiefbauarbeiten und die schnellen Einbauzeiten, da der Eingang zum Gebäude und die Zufahrt zur Tiefgarage damit nicht lange blockiert waren. Außerdem hat sich die Eigentümergemeinschaft auch wegen den geringen Wartungskosten, der Langlebigkeit und der schnellen selbstständigen Aktivierungszeit für das

System der Firma Anhamm entschieden, denn dadurch entstehen kaum Folgekosten für die Eigentümer, was ein positiver Nebenaspekt für die Entscheidung war. Auch optisch passt sich das System, welches aus Edelstahl hergestellt wurde, an die edle Optik des Gebäudes an. Aus Sicht des Autors erschließt sich der Erfolg in diesem Fall jedoch nicht vollends, da auf Abbildung 11 (Abbildung 11: Eingebaute Klappschotts der Firma Anhamm, links am Hauseingang, rechts an der Zufahrt zur Tiefgarage [Quelle: <http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html> Zugriff am: 18.06.2016]) deutlich zu erkennen ist, dass die Schutzhöhe an der Zufahrt zur Tiefgarage nicht gewährleistet ist. Generell muss bei solchen Systemen, wie auch bei anderen teilmobilen Hochwasserschutzsystemen, auf Umströmungen geachtet werden. Der Schutz ist nur gewährleistet, wenn Mauerelemente und alle Anschlüsse druckwasserdicht ausgebildet sind.

### 3. Reitthaler

Die Firma Reitthaler vertreibt ihre Produkte durch ein Händlernetz in Deutschland, Österreich und der Schweiz. In Deutschland wurde im Jahr 2014 an der Klinik Johanneum in Wildeshausen nach heftigen Regenerereignissen mehrere Klappschotts installiert.

Am 29. Juli 2013 kam es in der Kreisstadt Wildeshausen zu einem Starkregenereignis, wobei in 52 Gebäuden die Keller durch das anfallende Wasser geflutet wurden. Tragisch war die Lage im Krankenhaus Johanneum. Das Wasser konnte von der Kanalisation nicht mehr aufgenommen werden und in kürzester Zeit stand der tiefergelegene Anlieferbereich des Krankenhauses circa zwei Meter unter Wasser. Die Türen des Gebäudes konnten den Wassermassen nicht standhalten und der angrenzende Technikraum wurde geflutet, was einen Ausfall der EDV-Technik und der Klimaanlage zur Folge hatte. Der Schaden behinderte zwei Wochen lang den normalen Betrieb des Krankenhauses und belief sich auf eine Summe von ca. 3,8 Millionen Euro. Anschließend wurde sorgfältig ein Entwässerungskonzept geplant, welches die Klinik gegen erneute Überschwemmungen schützen soll (Rittner, 2014) [14].

Gegen anfallende Wassermengen wurde am Tor des Werkhofes des Krankenhauses ein Klappschott eingebaut, welches problemlos von Fahrzeugen befahren werden kann (Abbildung 12: Klappschott der Firma Reitthaler an einem Eingang im Werkhof der Klinik Johanneum in Wildeshausen [Quelle: Homepage <http://www.hochwassersicherheit.com/> Zugriff am: 18.06.2016]).

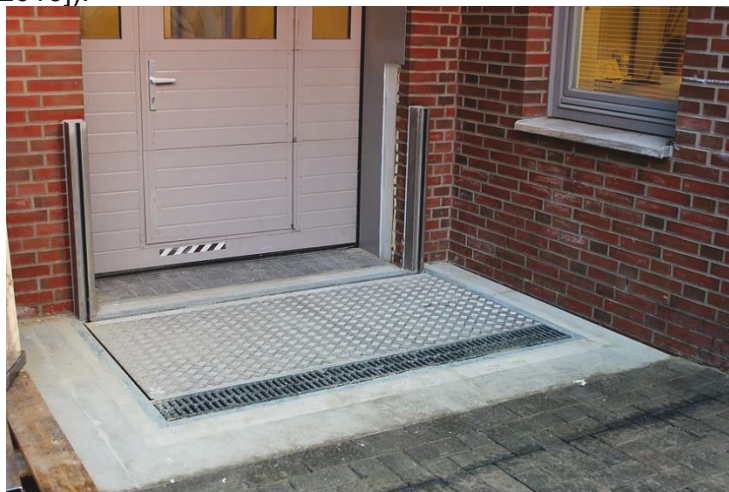


Abbildung 12: Klappschott der Firma Reitthaler an einem Eingang im Werkhof der Klinik Johanneum in Wildeshausen [Quelle: Homepage <http://www.hochwassersicherheit.com/> Zugriff am: 18.06.2016]

## 2.3 Schlussfolgerungen

Das Ergebnis der Recherche von selbstständig aufschwimmbaren Hochwasserschutzsystemen zeigt, dass es Unterschiede zwischen den Anwendungen der vertikal und den klappbar aufschwimmenden Hochwassersperrn gibt. Die vertikal aufschwimmbaren Hochwassersperrn finden öfter Anwendung bei längeren Abschnitten, die vor Überflutung geschützt werden sollen, wogegen die aufschwimmbaren klappbaren Systeme eher bei Tor- und Türöffnungen verbaut werden.

Die Betreiber der selbst aufschwimmenden Hochwasserschutzsysteme sind zum einen Privatpersonen und Unternehmen, wie der Dienstleister Q-Park, aber auch die öffentliche Hand.

Vorteile der aufschwimmenden Systeme gegenüber den mobilen Systemen sind geringere Folgekosten, da hier keine Kosten für die Lagerung, den Transport und das Personal für den Aufbau anfallen. Es entstehen allerdings Kosten für Wartung und Reinigung bei einem Hochwasserereignis und Kosten für das Überwachungspersonal. Vor allem die kurze Aktivierungszeit ist bei einem Hochwasserereignis entscheidend, da somit das Schadenpotenzial an den zu schützenden Objekten reduziert wird. Durch die selbst aufschwimmbaren Systeme ist die Zeit kein bestimmender Faktor mehr, da die Zeit für den Transport und den Aufbau entfällt. Daher eignet sich der Einsatz ganz besonders bei starkregengefährdeten Objekten, wo eine lange Vorwarnzeit nicht gegeben ist.

Bei diesen moderneren Systemarten sind ausschließlich die Investitionskosten maßgebend, da im Rahmen der Installation Tiefbauarbeiten notwendig sind, welche höhere Kosten veranschlagen und auch die Anschaffung des Systems deutlich teurer ist als herkömmliche mobile Hochwasserschutzsysteme. Die Anschaffung kann sich jedoch aufgrund der geringeren Folgekosten, dem permanenten Schutz und der unscheinbaren optischen Installation lohnen, welche durch die selbst aufschwimmenden Hochwassersperrn geboten wird.

Tabelle 3 gibt einen Überblick über Vor- und Nachteile von selbstständig aufschwimmbaren Hochwassersperrn. Der Einsatz ist im Einzelfall aufgrund von einzelnen Faktoren abzuwägen. Eine besondere Rolle spielen dabei die Belastung, die Vorwarnzeit, die Verfügbarkeit von Personal sowie die Investitions- und die Folgekosten.



Tabelle 3: Vor- und Nachteile von selbstständig aufschwimmenden Hochwassersystemen (nach Blauth, 2016 [3])

System	Vorteil	Nachteil
Vertikal aufschwimmendes Hochwasserschutzsystem	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Geringer Platzaufwand</li> <li>▪ Geringe Wartungskosten</li> <li>▪ Immer einsatzfähig, da stationär</li> <li>▪ Große Stauhöhen (abhängig vom System)</li> <li>▪ Befahrbar</li> <li>▪ Automatisches Schließen ohne fremde Energiequellen</li> <li>▪ Keine Betriebskosten für Lagerung &amp; Transport</li> <li>▪ Langlebig</li> <li>▪ Unbegrenzte Längen</li> <li>▪ Unsichtbar im Boden integriert</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Großer Tiefbauaufwand erforderlich</li> <li>▪ Warnschilder, dass Kraftfahrzeuge nicht abgestellt werden</li> <li>▪ Hohe Investitionskosten</li> <li>▪ Wartungsaufwand</li> </ul>
Aufschwimmendes, klappbares Hochwasserschutzsystem	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Geringer Platzaufwand</li> <li>▪ Geringe Tiefbauarbeiten</li> <li>▪ Geringe Wartungskosten</li> <li>▪ Immer einsatzfähig, da stationär</li> <li>▪ Befahrbar</li> <li>▪ Automatisches Schließen ohne fremde Energiequellen</li> <li>▪ Keine Betriebskosten für Lagerung &amp; Transport</li> <li>▪ Langlebig</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Max. 2,5 m Stauhöhe</li> <li>▪ Warnschilder, dass Kraftfahrzeuge nicht abgestellt werden</li> <li>▪ Investitionskosten</li> <li>▪ Wartungsaufwand</li> </ul>

Es lässt sich folgern, dass im Themenbereich der aufschwimmenden Hochwassersysteme weiterhin noch viel Bedarf bei der Aufklärung der Anwendungsmöglichkeiten, den Belastungssituationen und der Entwicklung besteht. Was passiert zum Beispiel, wenn ein Fahrzeug bei Auslösung des Systems darauf parkt oder durch schlechte Wartung das System versagt. Des Weiteren muss sich die Dauerhaftigkeit erst in Langzeitversuchen zeigen, da die meisten Systeme dieser Art noch nicht lang genug im Einsatz sind, um validierbare Aussagen zu treffen. Der Einsatz von selbstaufschwimmenden Hochwassersystemen hat sich jedoch in den letzten Jahren enorm verbreitet und gewinnt immer mehr an Anerkennung, vor allem in starkregengefährdeten Gebieten.

## 2.4 Zusammenstellung aller relevanten Lastfälle

Neben dem Eigengewicht sind die Lastfälle Befahrung, Wasserdruck und zyklische Temperaturänderung zu berücksichtigen.

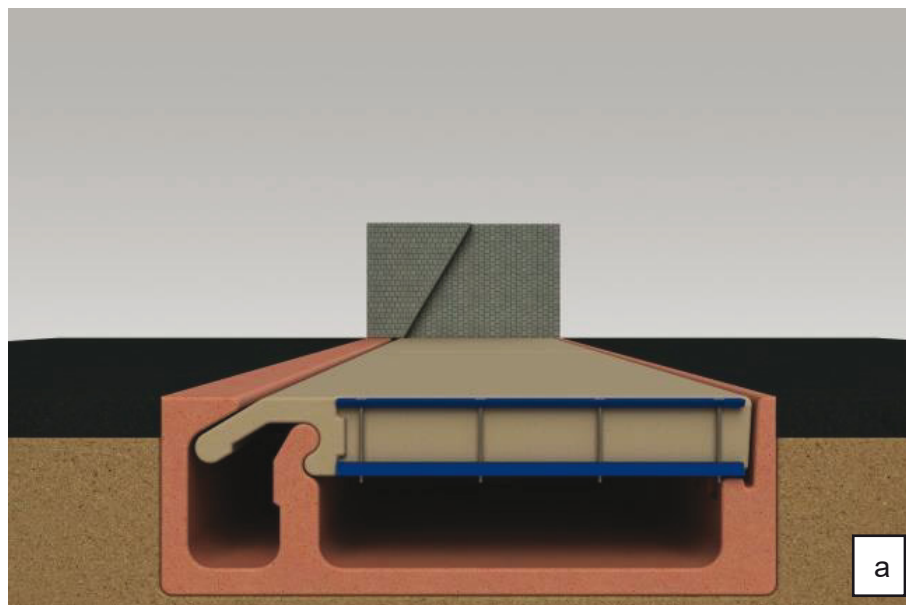
Im Einsatzzustand während eines Hochwassers stellen sich die im vorliegenden Projekt geplanten Klappwände senkrecht auf und sind neben dem Wasserdruck auch Treibgut ausgesetzt.

Im Ruhezustand liegen sie horizontal auf dem Fundamentkörper, sodass die Wandrückseite einen bündigen Abschluss mit dem anstehenden Gelände oder Belag bildet. In diesem Zustand wird die Wand hauptsächlich durch vertikale, punktförmige Verkehrslasten wie Radlasten beansprucht. Dabei können die Elemente flächig aufliegen oder an der Unter- und Oberseite linienförmig gelagert sein.

Neben den direkten und indirekten Einwirkungen sind die Elemente auch Beanspruchungen aus Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt.

## 2.5 Entwurf eines Konstruktionsprinzips

Basierend auf der aufschwimm- und klappbaren Bauweise wurde an der TU Kaiserslautern ein innovatives System entwickelt, welches die gute Eigenschaften des Sandwichelements ausnutzt und keinen Bedarf an anderen metallischen Einbauteilen am Klappgelenk aufweist. Das System besteht aus zwei Teilen. Die Sperre, welche aus UHPC-Deckschichten mit Mikrobewehrung und einem Styrodurkern besteht, verwendet ein Betongelenk am Übergang zur Unterkonstruktion. Das Fundament aus Normalbeton enthält ein Adapterteil, welches mit der Sperre das Betongelenk bildet. Das Teil wird aus UHPC vorgefertigt und in das Fundamentfertigteile vor dem Betonieren eingebaut (Abbildung 13 und 14).



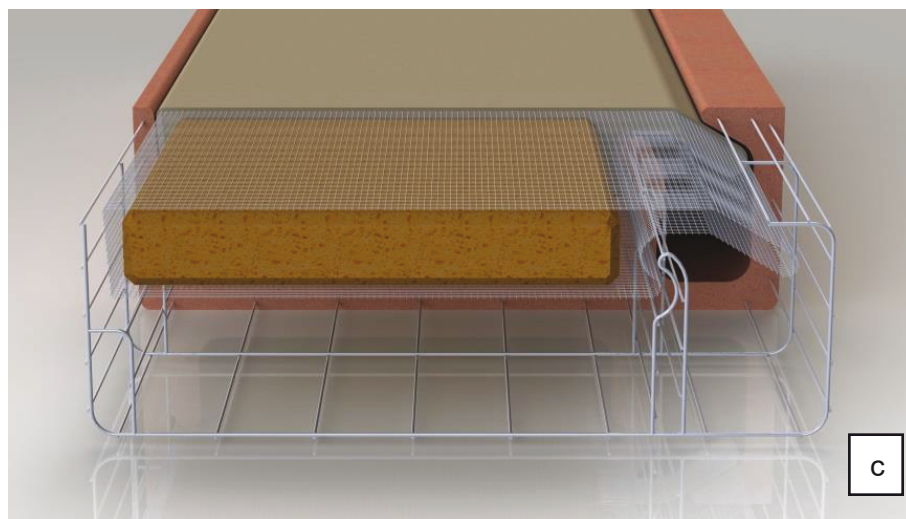
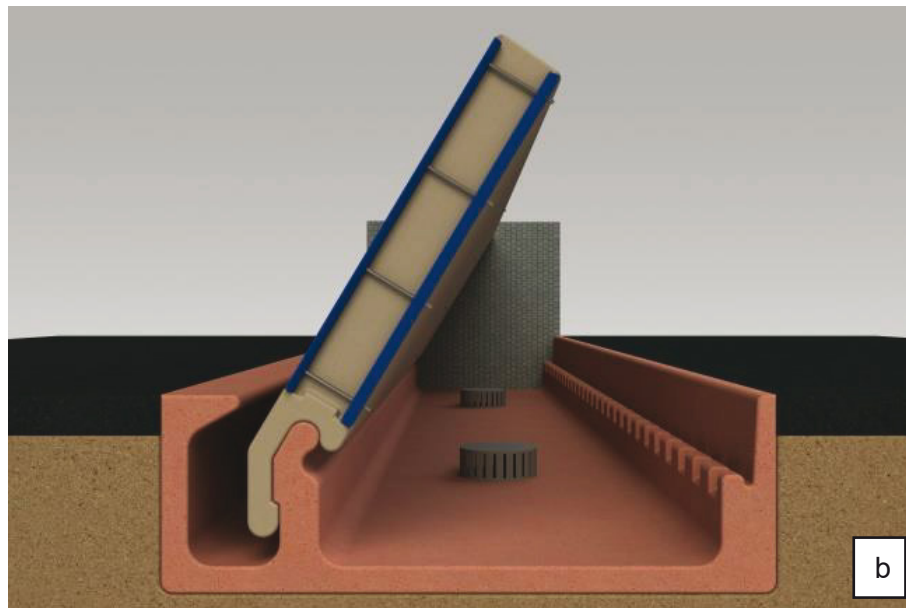


Abbildung 13: a) seitliche Ansicht des Entwurfs im Ruhezustand. b) seitliche Ansicht im Einsatzzustand. c) Styrodurkern und die Position der Bewehrung bzw. der Mikrobewehrung

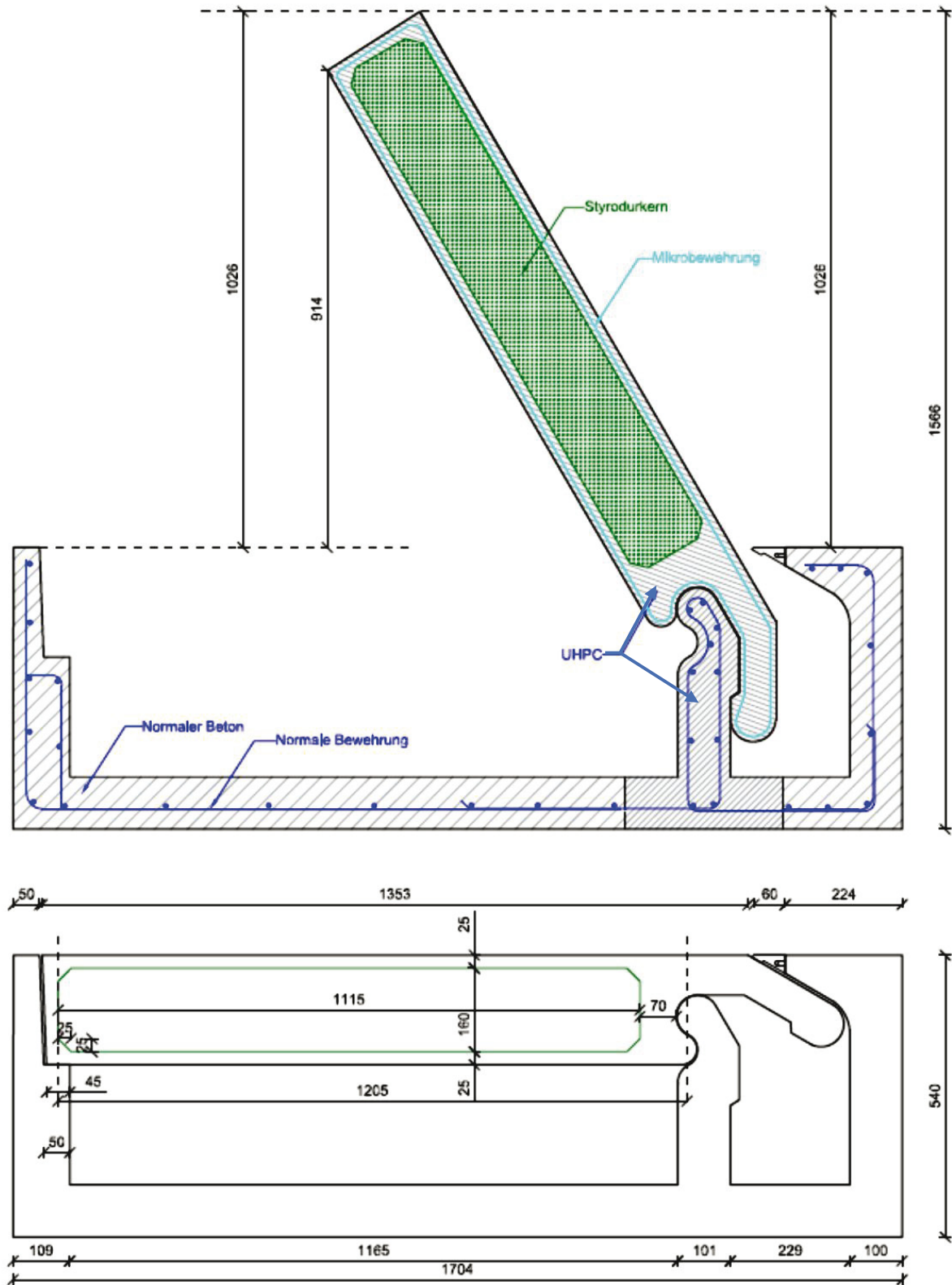


Abbildung 14: Abmessungen die Bewehrung, Kennzeichnung von UHPC und Normalbeton Baustoffe

## 2.5.1 Vordimensionierung

Zur vereinfachten Vordimensionierung der Sperre wurde die Konstruktion gemäß Abbildung 15 modelliert.

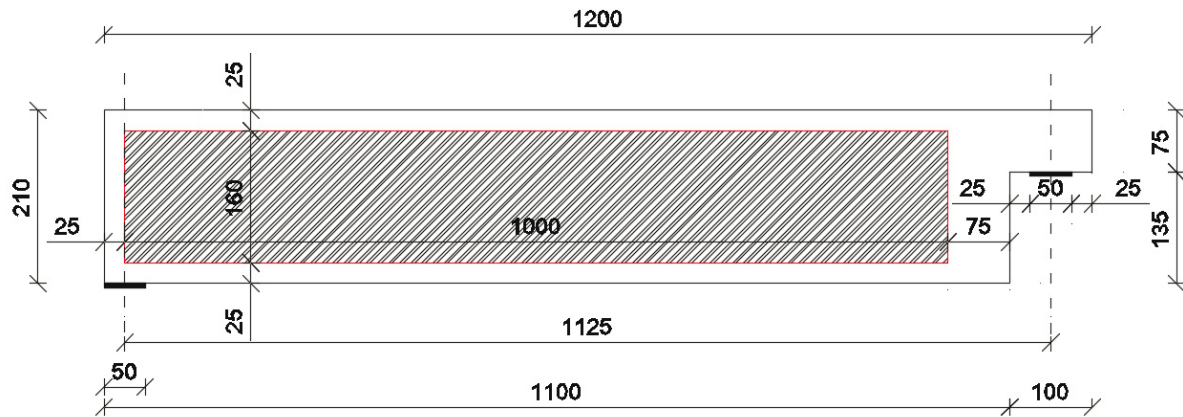


Abbildung 15: Geometrie der vereinfachten Probekörper (cm)

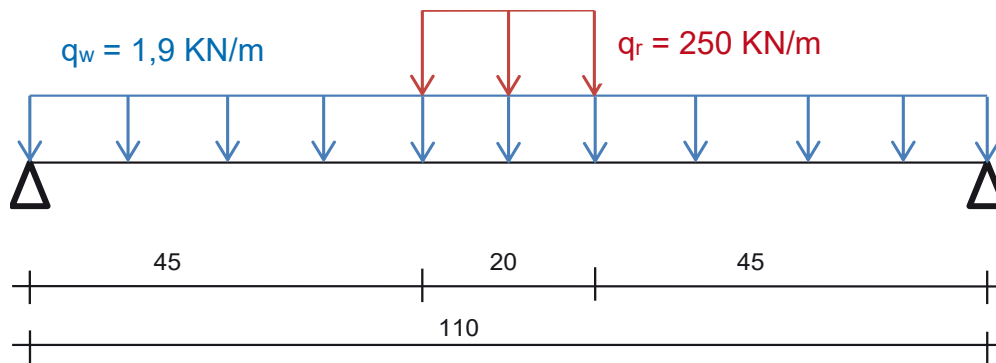


Abbildung 16: Vereinfachtes System

### Werkstoffe

#### Beton

Druckfestigkeit:  $f_{ck} = 110 \text{ N/mm}^2$

Zugfestigkeit:  $f_{ctm} = 5,1 \text{ N/mm}^2$

Elastizitätsmodul:  $E_c = 39000 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,cub} = 0,95f_{c,dry} \approx 140 \text{ N/mm}^2$

$f_{c,cyl} = 0,84f_{c,cub}$

$f_{ck} = f_{c,cyl} - 8 \text{ N/mm}^2 = 084 \times 140 - 8 = 110 \text{ N/mm}^2$

#### Bewehrung

In der Sperre wird mattenförmige Mikrobewehrung verwendet. Es wird nachfolgend berechnet, ob drei oder sechs Lagen benötigt werden:

für 3 Lagen  $A_{s,3L} = 3 \times 61,8 = 185,4 \text{ mm}^2/\text{m}$

für 6 Lagen  $A_{s,6L} = 6 \times 61,8 = 370,8 \text{ mm}^2/\text{m}$

Elastizitätsmodul:  $E_s = 160000 \text{ N/mm}^2$

Streckgrenze:  $f_{yk} = 325 \text{ N/mm}^2$

#### Kernschicht

Als Materialeigenschaften des XPS wurden hier die Werte der XPS 5200 CS angenommen:

Scherfestigkeit XPS  $f_{xps,k} = 263 \text{ kN/m}^2$

Scherfestigkeit Verbund  $f_{xps,bk} = 130 \text{ kN/mm}^2$  (Annahme)

Tang-Schubmodul  $G_{xps,mean} = 10525 \text{ kN/m}^2$

Druckfestigkeit  $f_{xps,c,k} = 746 \text{ kN/m}^2$

### Einwirkungen [18] & [19]

#### Eigenlast:

Das Eigengewicht  $W = (1,1 \times 0,205 + 0,072 \times 0,05 - 0,16 \times 0,98) \times 1 \times 25 + 0,16 \times 0,98 \times 1 \times 47 \times 10^{-3} \times 10 + 0,16 \times 0,025 \times 1 \times 25 + 0,16 \times 0,07 \times 1 \times 25 + 0,072 \times 0,05 \times 1 \times 25 = 2,099 \text{ KN} \approx 2,1 \text{ KN}$

$q_w = 2,1/1,1 = 1,9 \text{ kN/m}$

#### Radlast:

Die Radlast von dem Feuerwehrwagen 50 KN und die Kontaktfläche des Reifens 20x20 cm

$q_R = 50/0,2 = 250 \text{ kN/m}$

#### Wasserdruck:

Wasserdruck ist nicht maßgebend in diesem Fall, weil das Moment infolge Radlast größer ist. Trotzdem wird die Einwirkung berechnet.

$\rho \times g \times h = 1 \times 9,81 \times 1,2 = 11,77 \text{ kN/m}^2$

$P_W = \rho \times g \times h \times h/2 = 9,81 \times 1,2/2 = 7,06 \text{ kN/1m}$

$M_W = P_W \times L/3 = 7,06 \times 0,4 = 2,82 \text{ kN.m}$

#### Temperatur:

Lastfall 5 Sommer ULS und SLS:  $T_1 = +80^\circ\text{C}$  (außen)

$T_2 = +25^\circ\text{C}$  (innen)

Lastfall 6 Winter im ULS und SLS:  $T_1 = -20^\circ\text{C}$  (außen)

$T_2 = +20^\circ\text{C}$  (innen)

### Schnittgrößenermittlung

Die Lastkombinationen können nur durch Superposition der Berechnungsergebnisse der einzelnen Lastfälle bestimmt werden. Zur Schnittgrößenermittlung wird das Programm swe2+ verwendet [20].

### Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit [20]

Mögliche Kombinationen:

1. Eigenlast + Radlast + Temperatur(Sommer)
2. Eigenlast + Radlast + Temperatur(Winter)
3. Eigenlast + Wasserlast + Temperatur(Sommer)
4. Eigenlast + Wasserlast + Temperatur(Winter)

Maßgebend ist Kombination 2  $P_d = \gamma_G \times g_k + \gamma$

$M_{sd,qw} = 0,32 \text{ KNm/m}$   $w_{qw} = 0,013 \text{ cm}$

$M_{sd,qR} = 13,1 \text{ KNm/m}$   $w_{qR} = 0,534 \text{ cm}$

$M_{sd,q\Delta T} = 0,025 \text{ KNm/m}$   $w_{q\Delta T} = 0,037 \text{ cm}$

$M_{s,d} = 1,35 \times M_{qw} + M_{qR}$

$M_{s,d} = 1,35 \times 0,32 + 1,5 \times 13,1 = 10,1 \text{ KNm/m}$

### Nachweis gegen Zugversagen der Bewehrung:

Bewehrung der unteren Deckschicht am Mittelfeld. (max. positives M)

$\Sigma_{s,d} \leq f_{y,d}$

$M_{s,d} / e \times A_s \leq f_{y,k} / \gamma_M$

$20,1 \times 10^6 / 195 \times 185,4 \leq 325 / 1,15 \text{ N/mm}^2$

$555,97 \geq 282,6 \text{ N/mm}^2 \text{ ??}$

3 Lagen  $\Rightarrow A_s = 185,4 \text{ mm}^2$

$\Rightarrow e = 383,6 \text{ mm}$

$e = 195 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 384,46 \text{ mm}^2 \Rightarrow$  **6 Lagen**

wir benötigen 6 Lagen Mikrobewehrung

### Nachweis gegen Schubversagen der Verbundfuge

$T_{v,d} \leq f_{xps,b,d}$

$V_{s,d} / e \times b \leq f_{xps,b,k} / \gamma_m$



$$38,97 \text{KN} \times 10^3 / 195 \times 1000 \leq 130 / 2 \text{ N/mm}^2$$
$$0,2 \leq 65$$

#### Nachweis gegen Druckversagen des XPS

$$F_d \leq F_{R_s,k}$$

$$50 \times 1,5 \leq b(L_s + k \times e) f_{xps,c,k} / \gamma_M$$

$$75 \leq 1(0,2+0,5 \times 0,18) 746 / 1,5$$

$$75 \leq 216,34 / 1,5$$

$$75 \leq 144$$

#### Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

##### Nachweis gegen Rissbildung in den Deckschichten:

$$\zeta_{c,k} \leq f_{ctk,0,05}$$

$$\zeta_{c,k} \leq 0,7 f_{ctm} = 0,7 \times 5,1 = 3,57$$

$$M_{s,d} / h \times A_s = (13,1 + 0,32) \times 10^6 / 205 \times 185,4 = 13,42 \times 10^6 / 205 \times 185,4 = 353,092$$

##### Begrenzung der Verformung

Nachweis unter kurzzeitiger Belastung mit der Kombination:

(Eigenlast + Radlast + Temperaturlastfall)

$$(w_k = w_{q_w} + w_{q_r} + w_{q_{\Delta T}})$$

$$w_k = 0,013 + 0,534 + 0,037 = 0,584$$

$$L/200 = 115/200 = 0,575 \text{ cm, q. e. d.}$$

Nachweis unter langzeitiger Belastung mit Last Kombination

(Eigenlast + Schnee)

$$r_d = g_k + \psi_1 \cdot s_k = 0,013 +$$

$$s_k = 0,85 \text{ KN/m}^2 \text{ Schneelastzone 2, } \mu_1 = 0,8 \text{ bei Neigung } 0 \leq \alpha \leq 30^\circ \text{ wir nehmen aber } \mu_1 = 1 \text{ f\u00fcr } \alpha = 0^\circ$$

$$r_d = g_k + \psi_1 \cdot s_k = 1,9 + 1 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 0,2 = 2,07 \text{ KN/m}$$

Die Abminderung des Schubmoduls erfolgt vereinfachend nur mit dem Kriechfaktor  $\varphi_t = 7,0$  zur Ber\u00fccksichtigung des Kriechens unter einer Eigenlast. Durch diese Annahme wird die Durchbiegung \u00fcbersch\u00e4tzt. Als ingenieurm\u00e4\u00dfiger Ansatz k\u00f6nnte die Lastverteilung von Eigen- und Schneelast interpoliert werden [18] & [19].

$$G_t = G / (1 + \varphi_t) = 10525 / (1 + 7) = 1.315,63 \text{ KN/m}^2 \rightarrow w_k = 0,012 \text{ cm}$$

$$L/100 = 115/100 = 1,15 \text{ cm, q. e. d.}$$

### 3 Experimentelle Untersuchungen

Frost-Tau-Wechsel- und Querkraftversuche sowie die Versuche zum Verbundverhalten Beton-Styrodur wurden an der Technische Universität Kaiserslautern im Rahmen eines vom Land Rheinland-Pfalz geförderter Vorhabens „Sandwich-Wandelemente mit Deckschichten aus ultrahochfestem Beton“ durchgeführt und veröffentlicht [20]. Im vorliegenden Projekt lag der Schwerpunkt der Untersuchungen auf der Erfassung der Tragfähigkeit des Hochwassersystems insgesamt.

#### 3.1 Materialeigenschaften

##### 3.1.1 Beton

Der ultrahochfeste Beton (UHPC), wurde nach untenstehender Tabelle 4 gemischt. Die Betonzusammensetzung wurde in Voruntersuchungen erprobt. Der Beton enthält neben den Inhaltsstoffen Zement, Wasser und Gesteinskörnung weitere Zusatzstoffe, um eine hohe Festigkeit zu erreichen. Der Beton ist selbstverdichtend und benötigt keinen Rüttelprozess.

Tabelle 4: Bestandteile der verwendeten UHPC-Mischung

Bestandteile	Menge [kg/L]
HeidelbergCement CEM I 52,5 N-SR3/NA	0,833
Sand 0/2	0,694
Quarzsand 0,125/0,5	0,224
Quarzmehl QM 1600	0,205
Silikat Staub	0,125
Wasser	0,199
Fließmittel BASF MasterGelium ACE 40	0,042

Der Einsatz von ultrahochfestem Beton erlaubt es, die Hochwassersperrern leicht und filigran zu bauen, da UHPC gegenüber Normalbeton eine deutlich höhere Festigkeit aufweist. Bei einer richtigen Mischung und sachgerechten Nachbehandlung ist der UHPC auch fast frei von Mikrorissen und hat einen sehr geringen Luftporengehalt. Dadurch ist er praktisch dicht gegenüber Flüssigkeiten, was den Einsatz als Hochwassersperre begünstigt. Die in Probekörpern erzielten Festigkeiten und der Luftporengehalt des verwendeten werden im Abschnitt „Experimentelle Untersuchungen“ unten weiter erläutert.

Für die Ermittlung der Festbetoneigenschaften wurden pro Versuchsreihe jeweils 3 Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm und 3 Prismen mit eine Länge von 160 mm und einem Querschnitt von 40 x 40 cm hergestellt. Die Betonfestigkeiten wurden an Würfeln und die Biegezugfestigkeit an Prismen im Materialprüfamt der Technischen Universität Kaiserslautern ermittelt.

##### 3.1.2 Polystyrol/ Styrodur

Das verwendete Styrodur© wurde von der Firma BASF, Ludwigshafen, zur Verfügung gestellt. In Versuchsreihe A und B wurde Styrodur 2800C mit einer Druckfestigkeit von 311 kPa verwendet. Seine Oberfläche hat eine rautenförmige Struktur. Serie A benutzte 160 mm dicke Kerne und Serie B 2 miteinander verklebte 80 mm dicke Kerne. Für die Versuchsreihen C, D, E, F und G wurden druckfeste Styrodur 5000 CS Platten verwendet. Da die zur Verfügung gestellten Platten von 5000 CS nur eine Dicke von 120 mm hatten, wurden für den Kern immer 2 Platten auf 80 mm geschnitten und miteinander verklebt. Zum Schneiden der Platten wurde ein heißer Draht verwendet, um glatte und gleichmäßige Kanten beim Schneiden zu erhalten. Gemäß den technischen Daten des Styrodurs sind die zulässige Druckfestigkeiten wie in der Tabelle 5.








Tabelle 5: Rohdichte und Druckfestigkeiten der verwendeten XPS-Sorten

Nr.	XPS-Produkt	Rohdichte [kg/m <sup>3</sup> ]	Druckfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]
XP1	Styrodur® 2800 C	34	416
XP2	Styrodur® 5000 CS	46,9	746



### 3.2 Übersicht der Versuchsreihen

Tabelle 6: Versuchsreihen im Vergleich

Serie	Anzahl P.K.	Kern	Bewehrung	Skizze
A	3	Breite: 20 cm Styrodur 2800 C 2x(80x1000)mm Geklebt	3 Kernumschließende Lagen + je 3 Zwischenlagen(oben u. unten)	
B	3	Breite: 20 cm Styrodur 2800 C 160x1000mm	3 Kernumschließende Lagen + je 3 Zwischenlagen(oben u. unten)	
C	3	Breite: 20cm Styrodur 5000CS 2x(80x1000)mm Geklebt	3 Kernumschließende Lagen + je 3 Zwischenlagen(oben u. unten)	
D	3	Breite: 20 cm Styrodur 5000CS 2x(80x1000)mm Geklebt	3 Kernumschließende Lagen (an den beschnittenen Kernecken angepasst) + je 3 Zwischenlagen(oben u. unten) + extra Bewehrung im Gelenk	
E	2	Breite: ca. 70 cm Styrodur 5000CS 2x(80x1000)mm Geklebt. Mit kanten Scheibe.	3 Kernumschließende Lagen + je 3 Zwischenlagen(oben u. unten)	
F	3	Breite: 20 cm Styrodur 5000CS 2x(80x1000)mm Geklebt.	6 Kernumschließende Lagen	
G	3	Breite: 20 cm Styrodur 5000CS 2x(80x1000)mm Geklebt.	6 Kernumschließende Lagen	

### 3.3 Biegeversuche

#### 3.3.1 Herstellung der Probekörper

Für die Versuche wurden jeweils 3 Probekörper für die Versuchsreihe A, B, C und D hergestellt. Für die Herstellung der Probekörper wurde eine Holzschalung verwendet, mit welcher die drei Probekörper einer Serie gleichzeitig betoniert werden konnten. Die Schalung mit den eingelegten Bewehrungskörben wird in der Abbildung 18 gezeigt.

Das Styrodur hatte bei der Lieferung noch nicht die richtigen Maße und musste zunächst konfektioniert werden. Das Schneiden erfolgte mit einer Glühdrahtschneidemaschine, welche auf einer Tischplatte montiert und ausgerichtet wurde. Diese Methode liefert gerade und saubere Kanten. Nachdem die Platten auf die richtige Größe gebracht worden waren, wurden diese in der Schalung verschraubt, um ein Aufschwimmen der Körper während der Betonage zu verhindern. Zusätzlich wurden noch Bretter mit der Größe des Kerns über dem Kern befestigt, um ein Verrutschen zu verhindern.



Abbildung 17: Heißdrahtschneidemaschine



Abbildung 18: Schalung für die Probekörper

Für die Serien A, B, C und D wurden durchgehend um den ganzen Körper herum eine dreilagige Mikrobewehrung verlegt. Diese wurden jeweils an der oberen rechten, der unteren linken Ecke und in der Mitte mit einer Überlappung von 30 cm gestoßen. An der Oberkante und Unterkante des Probekörpers wurde jeweils eine zusätzliche Bewehrung eingebaut, sodass der Probekörper an diesen Stellen eine 6-lagige Bewehrung aufwies.

Für die Versuchsreihe D wurde die gleiche Bewehrung wie in Serie C eingelegt, jedoch wurde diese noch durch eine zusätzliche Bewehrung am Gelenk verstärkt, um einem Versagen an dieser Stelle entgegen zu wirken. Die Kernecken wurden gefast, um eine Rissbildung an diesen zu verringern.

Die Bewehrung wurde mit Hilfe einer Biegevorrichtung gebogen, welche im Vorfeld für die Versuche hergestellt wurde. Da es unmöglich war, die Bewehrung so genau zu biegen, dass sie nicht an der Schalung anliegt, wurden Abstandhalter zwischen der Schalung und der 1. Lage der Bewehrung eingebaut. Dies sollte verhindern, dass die Bewehrung an der Schalung aufliegt. Dies dient dem Korrosionsschutz der Bewehrung.

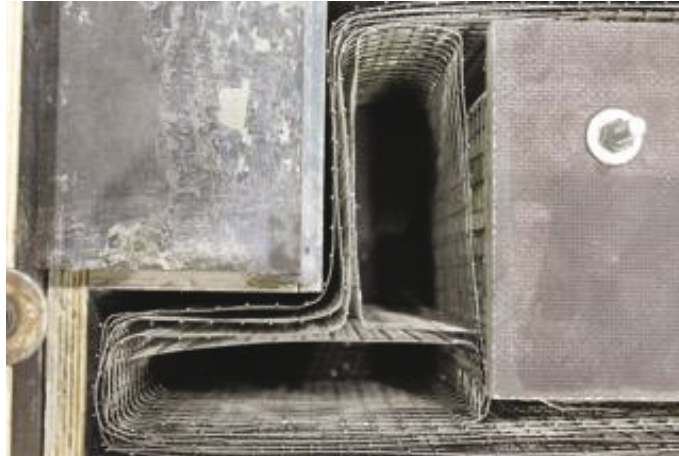


Abbildung 19: Zusätzliche Bewehrung für die Probekörper der Serie D

Für die Betonherstellung wurde ein Vakuummischer (Hersteller Fa. Eirich) verwendet, welcher für das Entlüften und Mischen von Beton konzipiert ist. Dieser Mischer ermöglicht es, den Beton homogen zu mischen und den Luftgehalt zu reduzieren. Vor dem Mischen wurden alle Bestandteile des Betons genau abgewogen. Die Schalung und die Probekörper (3 Probewürfel und 3 Biegezugbalken) wurden kurz vor der Betonage mit Schalöl behandelt.

Alle Bestandteile außer Wasser und Fließmittel werden in den Mischer gegeben und die Mischung wird zuerst trocken gemischt. Nachdem die trockene Mischung homogen vermischt ist, wird das Wasser mit dem Fließmittel bei laufendem Betrieb langsam in den Mischer geschüttet. Nun wird der Mischer luftdicht verschlossen und die Mischung wird bei Unterdruck weiter gemischt.

Die fertige Betonmischung wird in einen metallenen Kübel gefüllt, welcher anschließend mit einem Kran über die Schalung angehoben wird. Der Beton wird über eine Öffnung im Behälter langsam in die Schalung gegossen. Um den Beton schneller zu verteilen wurden Maurerkellen und Spachteln benutzt. Mit einem leichten und kontinuierlichen Klopfen mit dem Gummihammer auf die Schalung sollte sichergestellt werden, dass der Beton in alle Ecken und Öffnungen fließt. Während dieser Betonage wurden die Probewürfel und Probepismen betoniert und mit Folie abgedeckt. Als der Beton vollständig in der Schalung war und kein weiterer Beton mehr durch Klopfen in den Probekörper floss, wurde der überschüssige Beton mit Spachteln entfernt und entsorgt. Der fertig betonierte Probekörper wurde nun mit einer Plastikfolie abgedeckt und eindeutig beschriftet.

Während der Betonage wurde mit einem Luftporengehaltmessgerät, nachdem zuvor der Behälter abgewogen und auf seine Funktionalität geprüft wurde, der Luftporengehalt gemessen und die Rohdichte durch erneutes Abwiegen des befüllten Behälters gemessen. Das Ausbreitmaß wurde auf einem Klapptisch gemessen, welcher vorher mit der Wasserwaage ausgerichtet wurde. Der Beton wird in einen Trichter gefüllt, welcher mittig auf der Platte steht. Dieser wird nun bündig abgestrichen und angehoben. Nun verteilt sich der Beton auf der Platte. Das Ausbreitmaß wird gemessen, nachdem der Beton nicht mehr fließt. Die Probewürfel und Zylinder wurden nach dem Ausschalen in die Klimakammer gebracht. Die Probekörper selbst sind bis zum nachfolgenden Tag im Labor verblieben und wurden erst nach dem Ausschalen in die Klimakammer gebracht. Dort konnten sie dann ohne Wasserlagerung 28 Tage aushärten.

Die Probewürfel und Zylinder sind nach 28 Tagen im Materialprüfamt der Technischen Universität auf ihre Betondruckfestigkeit und ihre Spaltzugfestigkeit untersucht werden.

### *Mikro-Bewehrung*

Für die Probekörper wurde eine Stahl-Mikro-Bewehrung der Firma DUCON (Abbildung 20) verwendet. Diese besteht aus einem punktgeschweißten Drahtgitter aus glatten Drähten. Der Verbund zwischen dem UHPC und der Bewehrung wurde alleine durch die Querstäbe erreicht, da die glatten Längsstäbe keinen nennenswerten Verbund zwischen der Bewehrung und dem Beton erzeugen. Die Materialeigenschaften der Drahtgittermatten sind in Tabelle 7 zusammengefasst.

Drahtdurchmesser $d$	[mm]	1,0
Maschenweite $a$	[mm]	12,7
Mattenquerschnitt $A$	[mm <sup>2</sup> /m]	61,8
Mittlere Zugfestigkeit $f_{stm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	350–400
Bruchdehnung $\epsilon_{su}$	[‰]	170–220
Elastizitätsmodul $E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	205.000

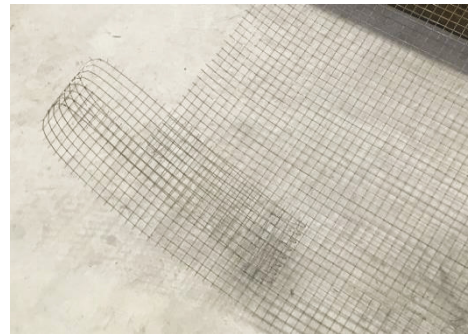


Tabelle 7: Materialeigenschaften der verwendeten Drahtgittermatten (Hauser 1999)

Abbildung 20: Mikrobewehrung

### 3.3.2 Aufbau der Biegeversuche

Der 3-Punkt-Biegeversuch wurde an einem Prüfstand im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt. Die nachfolgende Abbildung 21 zeigt den Versuchsaufbau.

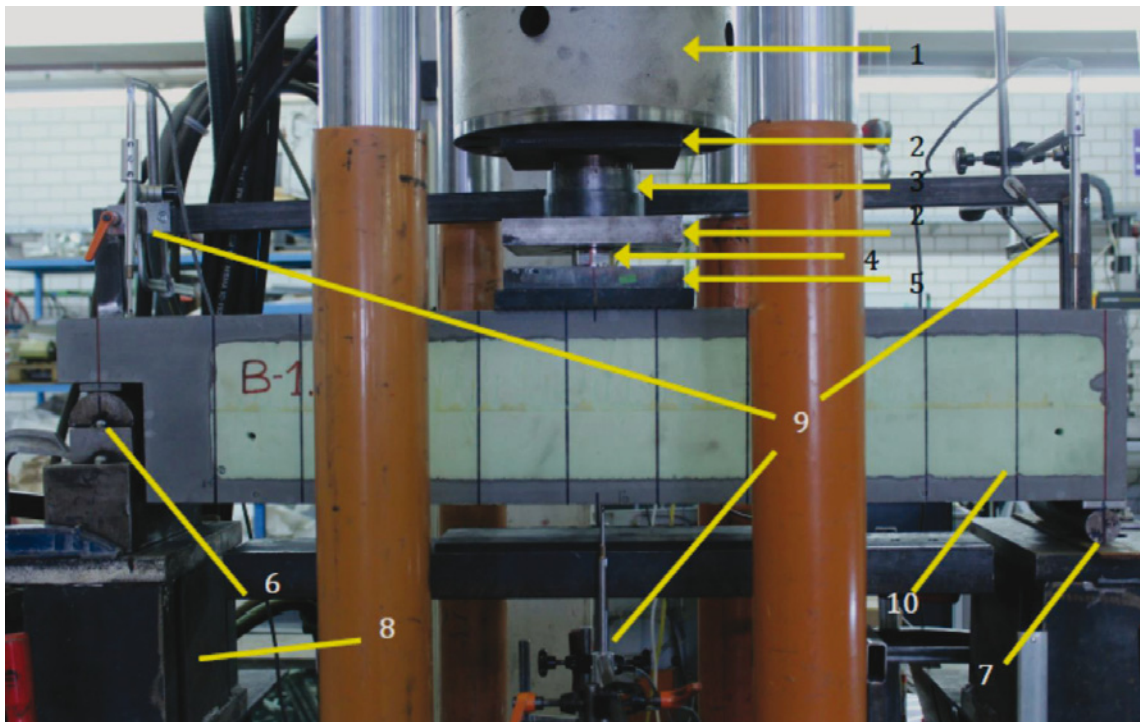


Abbildung 21: Versuchsaufbau

- 1 Zylinder
- 2 Lastverteilungsplatten
- 3 Kalotte
- 4 Kraftmessdose (max. 120kN)
- 5 Platte mit untergelegter Gummimatte
- 6 Festlager: mit der Konstruktion (8) verschweißte Halbröhle mit Lastverteilungsplatte
- 7 Rollenlager: lose Rolle mit Lastverteilungsplatte
- 8 Raumschaffende Metallkonstruktion
- 9 Messtechnik: induktive Wegaufnehmer
- 10 Probekörper (hier B1)



Die Probekörper wurden für den Versuch wie Einfeldträger beidseitig gelenkig gelagert. Dazu wurde er an beiden Auflagern auf 5 x 20 cm kleine Metallplättchen aufgelegt, welche gelenkig gelagert wurden. Die genaue Positionierung der Lagerung kann der Abbildung 22 entnommen werden.

Die Kraft wurde mittig über eine Gummiplatte von 20 x 20 cm in den Probekörper eingeleitet. Diese Gummiplatte simuliert im Versuch die Aufstandsfläche eines Lastkraftwagenreifens mittig auf den Probekörper und sie gewährleistet auch eine gleichmäßige Kräfteinleitung in den Probekörper. Die Platte weist eine gewisse Elastizität und Verformbarkeit auf und kann somit leichte Unebenheiten am Probekörper ausgleichen, welche beim Betonieren oder Ausschalen entstanden sein können. Die Verformungen des Probekörpers werden auch ausgeglichen und es können keine Spannungsspitzen an den Rändern oder durch eventuelle Unebenheiten auftreten.

Zwischen der Gummiplatte und dem Zylinder wurde folgender Aufbau (Aufzählung von unten nach oben) gewählt: Metallplatte von 20 x 20 cm, Kraftmessdose mit einer maximal aufnehmbaren Kraft von 120 kN, weitere Metallplatte und eine Kalotte. Die Funktion der einzelnen Bauteile wird im nachfolgenden Abschnitt behandelt.

Die Metallplatte auf der Gummiplatte sorgt für einen gleichmäßigen Kraftübertrag von der Kraftmessdose in die Gummiplatte. Die Kraftmessdose muss genau mittig zwischen zwei Metallplatten eingebaut werden um zuverlässige Werte zu messen. Dazu wurde sie jeweils genau mit dem Lineal mittig auf der Metallplatte ausgerichtet. Die Kalotte auf der oberen Metallplatte kann eine leichte Schiefstellungen zwischen dem Probekörper und dem Zylinder ausgleichen und eine gleichmäßige Kraftweiterleitung aus dem Zylinder in den Probekörper und die Kraftmessdose gewährleisten.

Für die Verschiebungsmessung wurden insgesamt 5 Wegmesser am Probekörper installiert: jeweils drei auf der Oberkante des Probekörpers und zwei an der Unterkante des Probekörpers. Die genaue Lage der Wegaufnehmer kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden. Beim Einbau wurden die Wegaufnehmer jeweils leicht eingedrückt, um eine zuverlässige Messung zu gewährleisten. Für den Versuch wurden Wegaufnehmer mit einer maximal messbaren Verschiebung bis 100 mm eingebaut.

Auf den Probekörper wurde alle 10 cm ein roter Strich angezeichnet, um Verschiebungen und Verzerrungen oder Verschiebungen besser erkennen zu können. Die Auflager und die Probekörpermitte wurden jeweils mit einer schwarzen Linie gekennzeichnet, um den Probekörper besser auf den Auflagern und die Gummiplatte besser auf dem Probekörper ausrichten zu können.

Am Rechner wurden alle Messungen der 5 Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Kraft- und Wegmessung der Zylindersteuerung wurden zur Sicherheit auch dokumentiert.

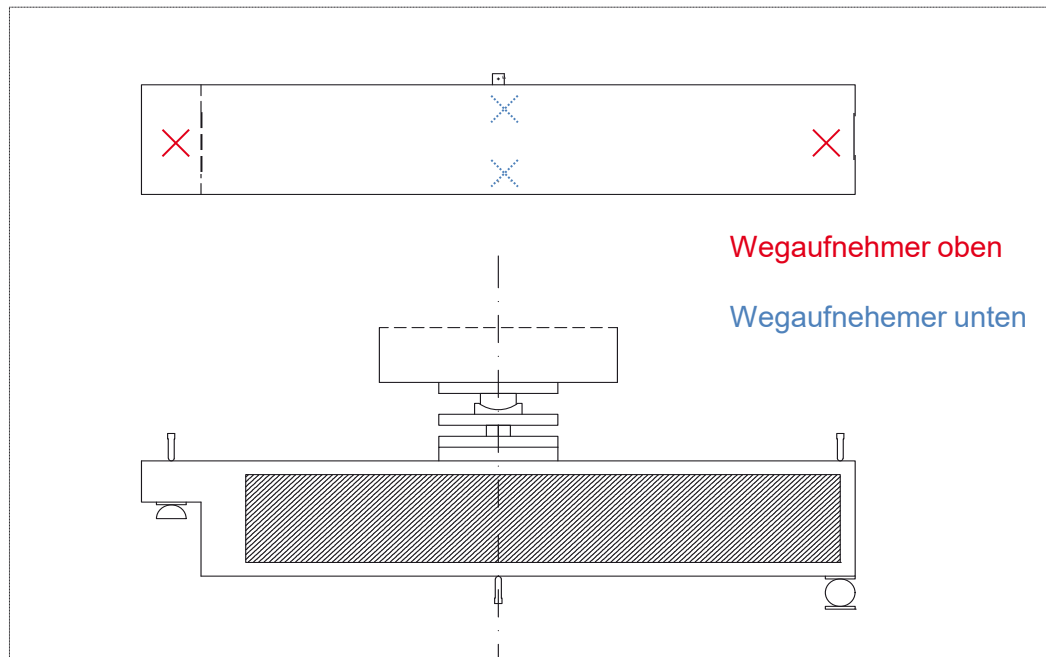


Abbildung 22: Skizze des Versuchsaufbaus sowie die Lage der Wegaufnehmer.

### 3.3.3 Durchführung der Biegeversuche

Ziel der Versuche ist die Tragfähigkeit der Probekörper durch einen 3-Punkt-Biegeversuch durch eine möglichst reale Belastungssituation zu bestimmen. Die Gummiplatte im Versuch soll das Rad eines stehenden Lastkraftwagens auf dem Probekörper simulieren.

Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer mit einem „1,1 mm Plättchen“ auf ihre Funktionalität und Genauigkeit überprüft. Dazu wurden zuerst im Messprogramm alle Wegaufnehmer auf 0 mm Verschiebung skaliert und anschließend wurden die Objektträger mit bekannter Dicke zwischen den Wegaufnehmer und den Probekörper gelegt und die Verschiebung im Programm abgelesen. Nachdem die Wegaufnehmer überprüft waren, wurden die Objektträger wieder entfernt

Der Zylinder wird manuell 1-2 cm über die Kalotte gefahren, da die manuelle Steuerung ein genaueres Annähern nicht zulässt. Der Zylinder wird anschließend mit der Steuerung langsam so lange herunter gefahren, bis eine minimale Kraft von 0,5 kN auf den Probekörper wirkt. Anschließend wird der Zylinder wieder auf 0 kN hochgefahren.

Vor dem Versuchsstart wird an der Zylindersteuerung noch ein Feinabgleich vorgenommen und alle Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose werden auf 0 mm Verschiebung bzw. 0 kN gesetzt.

Beim Versuchsstart wird die Kraft im Zylinder langsam gesteigert, indem der Zylinder weggesteuert mit 1 mm/sec (C und D) nach unten fährt. In vorherigen Versuchen (A und B) wurde der Zylinder mit 0,5 mm/sec nach unten gefahren. Dies hatte aber keinen wesentlichen Einfluss auf das Tragverhalten oder die Rissentwicklung der Probekörper.

Der Versuch wird bei den Laststufen 5 kN, 8 kN, 11 kN, 14 kN, 17 kN und 20 kN unterbrochen, um den Probekörper auf Risse zu untersuchen und diese aufzuzeichnen und die Rissbreiten ggfls. mit einer Risskarte zu messen. Versuche der Serie A und B haben gezeigt, dass es sinnvoll ist, die Laststufen nicht kleiner zu wählen, da die Risse sich bei kleineren Stufen nicht wesentlich verändern. Der Versuch wurde beim Versagen des Probekörpers abgebrochen.

Für die spätere Auswertung wurden die Verformungen, wie im Abschnitt „Versuchsaufbau“ bereits beschrieben, die Kraft im Zylinder und der Kraftmessdose aufgezeichnet. Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnehmer in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden.

### 3.3.4 Ergebnisse der Biegeversuche

Tabelle 8: Ergebnisse der Serien

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
A-1	17,25kN	27,39mm
A-2	16,32kN	15,79mm
A-3	18kN	74,29mm
B-1	17,84kN	12,49mm
B-2	17,98kN	13,11mm
B-3	15,38kN	11,64mm
C-1	18,8kN	6,8mm
C-2	19kN	8,6mm
C-3	18,9kN	9,4mm
D-1	19,1kN	9,5mm
D-2	24,9kN	17,5mm
D-3	23,4kN	13,3mm

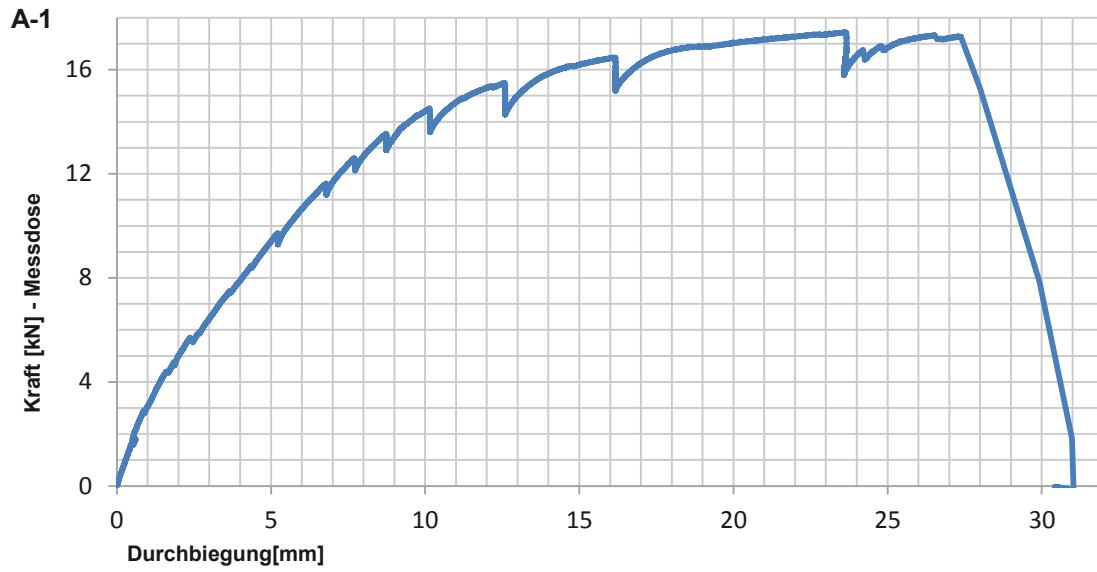


Abbildung 23: Kraft/Durchbiegungsdiagramm A1, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

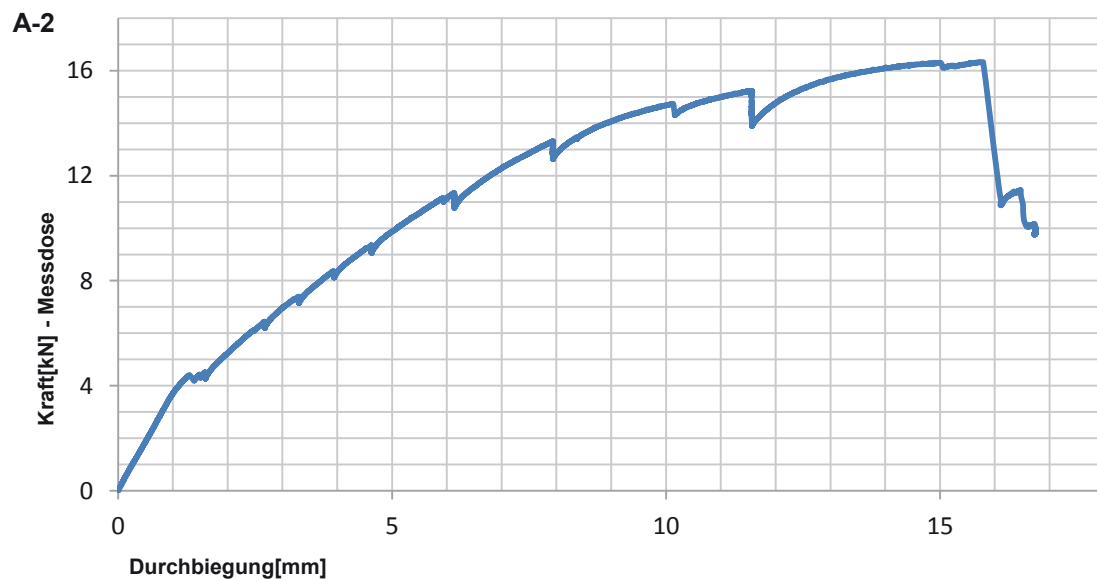


Abbildung 24: Kraft/Durchbiegungsdiagramm A2, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager



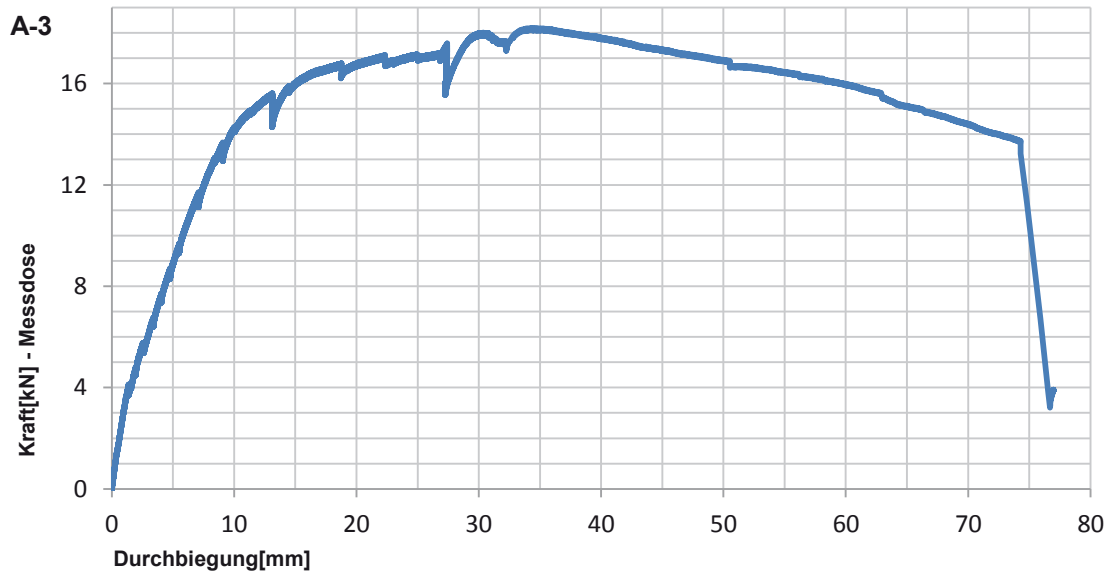


Abbildung 25: Kraft/Durchbiegungsdiagramm A3, versagen der vertikalen Betondeckschicht und lösen des vertikalen Verbundes zwischen Deckschicht und Kern

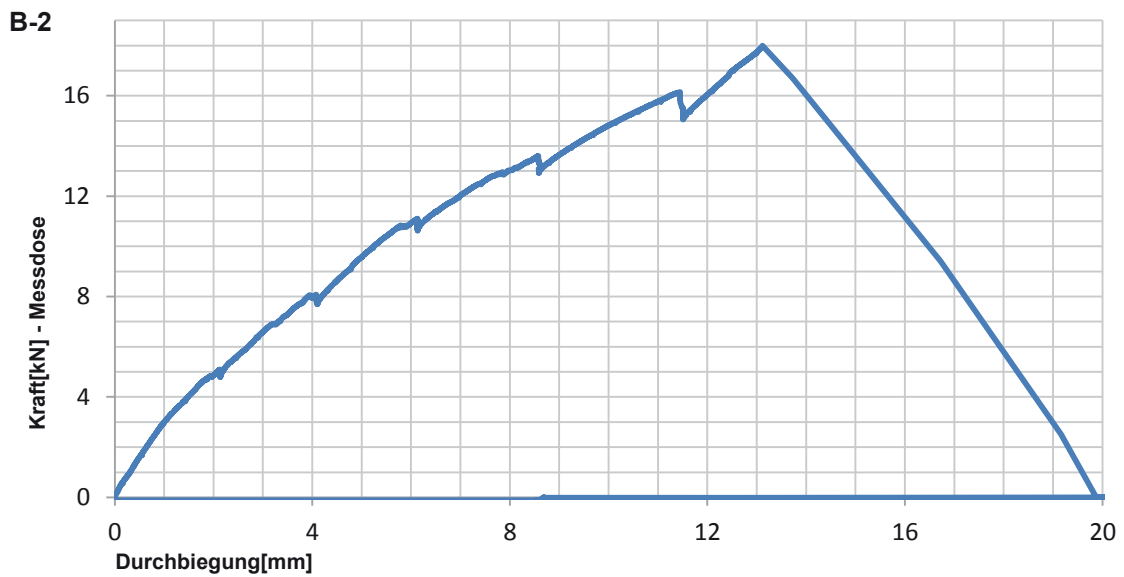


Abbildung 26: Kraft/Durchbiegungsdiagramm B2, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

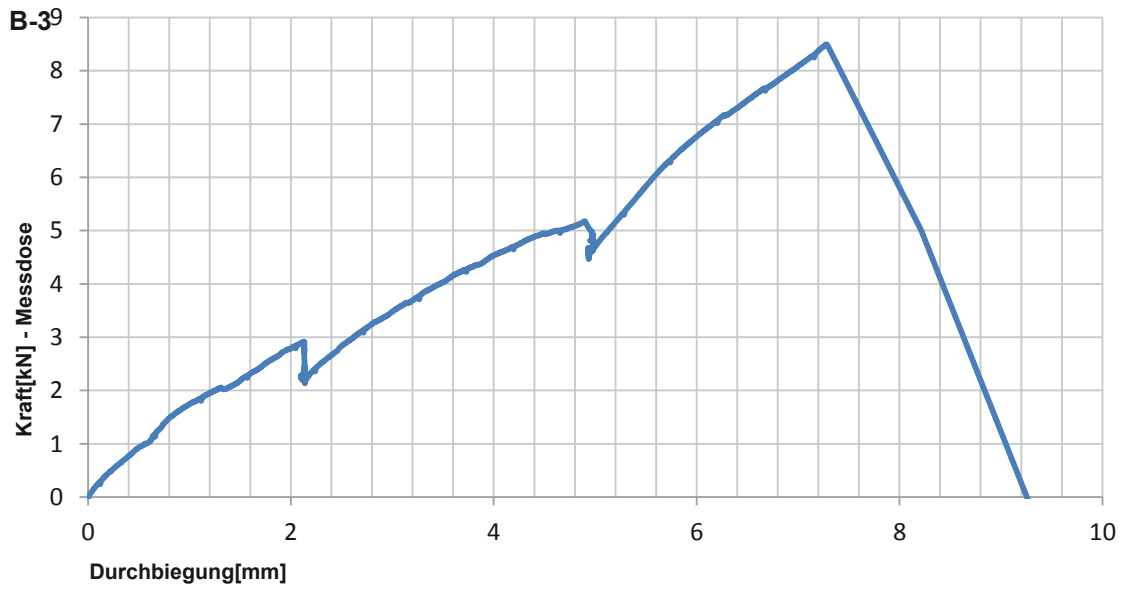


Abbildung 27: Kraft/Durchbiegungsdiagramm B3, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

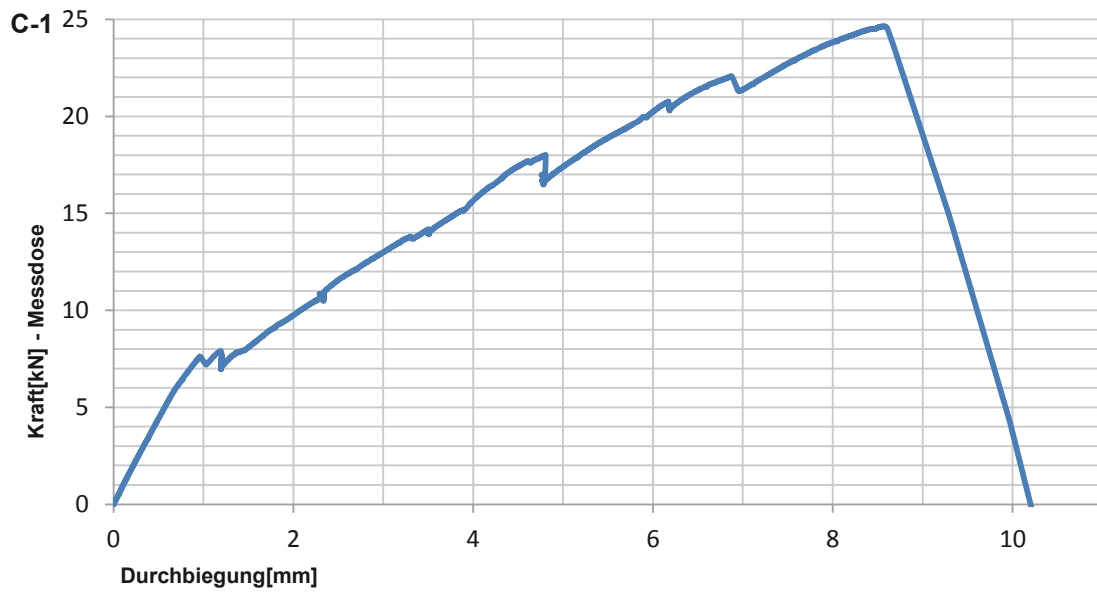


Abbildung 28: Kraft/Durchbiegungsdiagramm C1, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

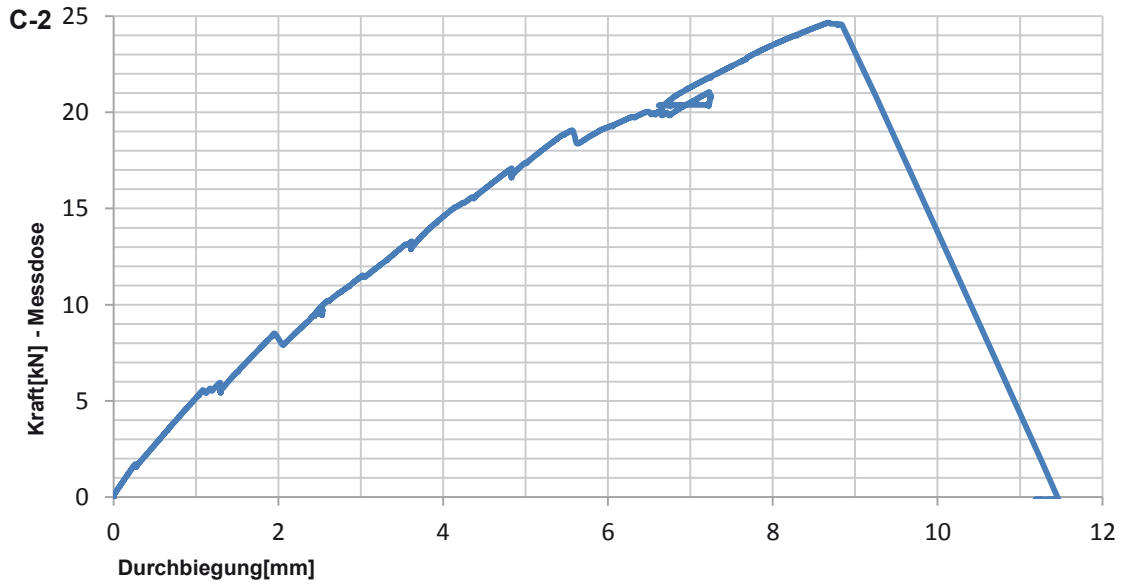


Abbildung 29: Kraft/Durchbiegungsdiagramm C2, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

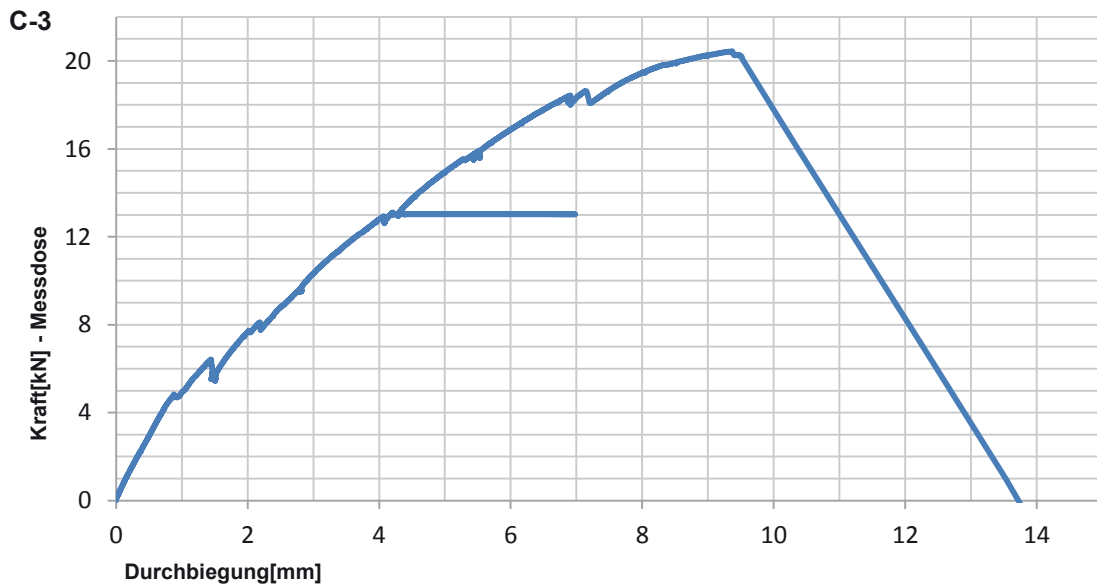


Abbildung 30: Kraft/Durchbiegungsdiagramm C3, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

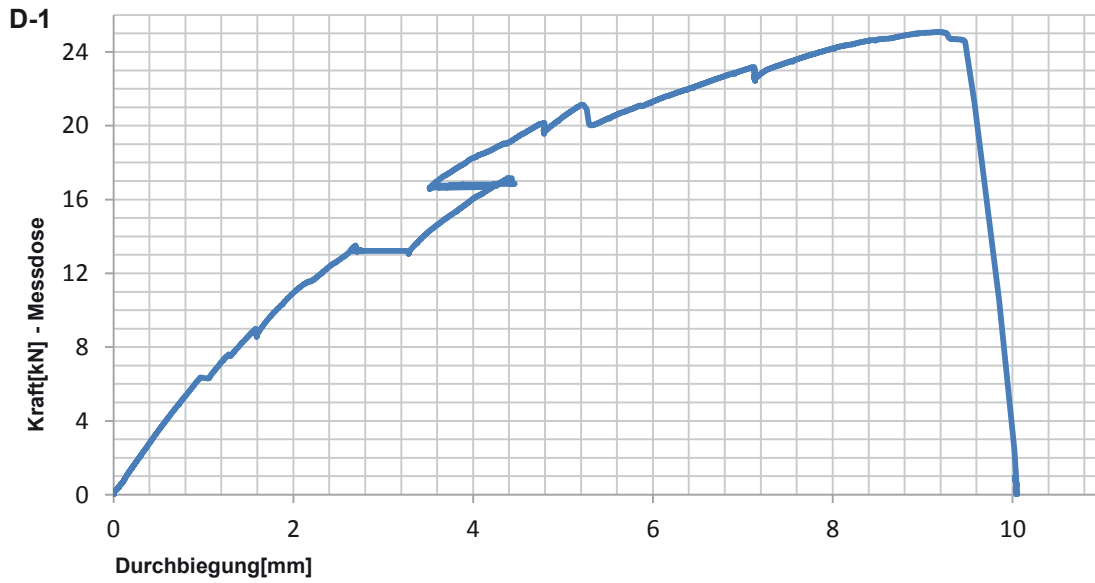


Abbildung 31: Kraft/Durchbiegungsdiagramm D1, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

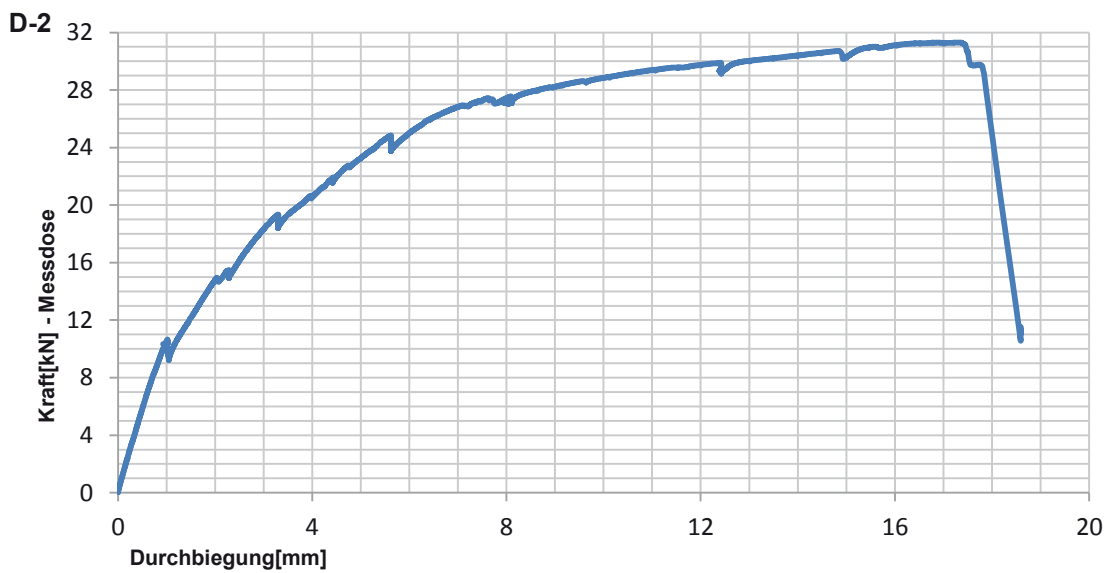


Abbildung 32: Kraft/Durchbiegungsdiagramm D2, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

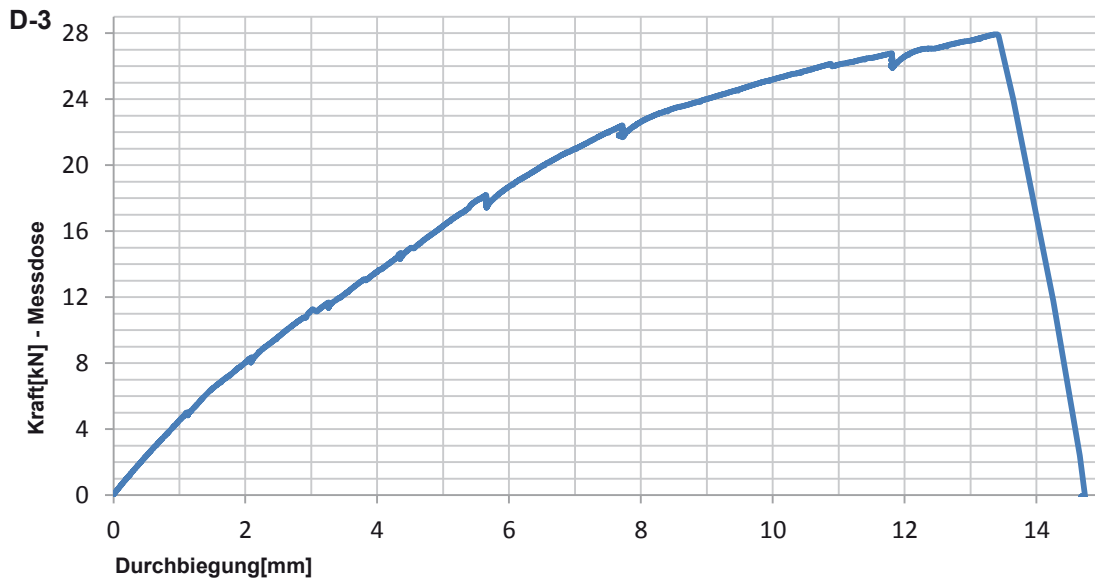


Abbildung 33: Kraft/Durchbiegungsdiagramm D3, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

Tabelle 9: V1 Bruchbilder

Vergleichsbilder Serie 1	
<b>A1</b>	<p style="text-align: center;">Abbildung 34: A1</p>
<b>A2</b>	<p style="text-align: center;">Abbildung 35: A2</p>
<b>A3</b>	<p style="text-align: center;">Abbildung 36: A3</p>

Tabelle 10: V2 Bruchbilder

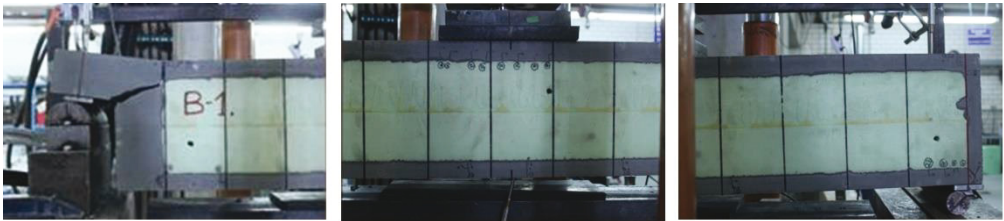
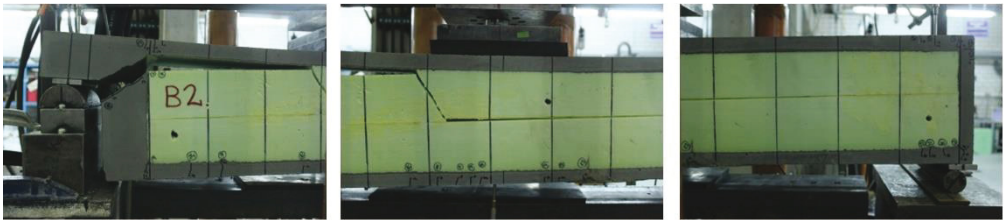
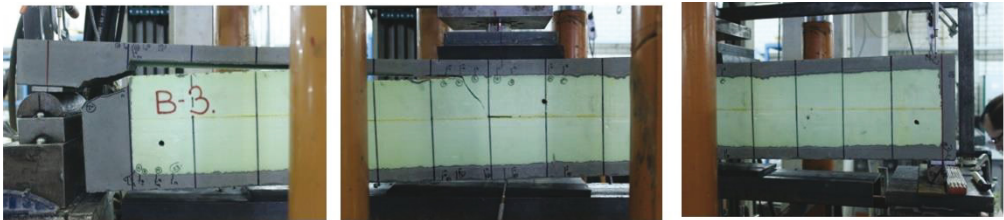
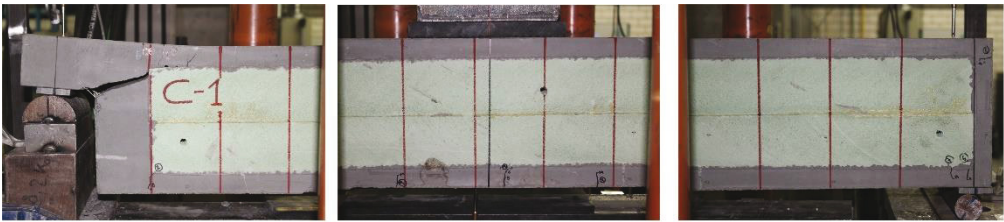
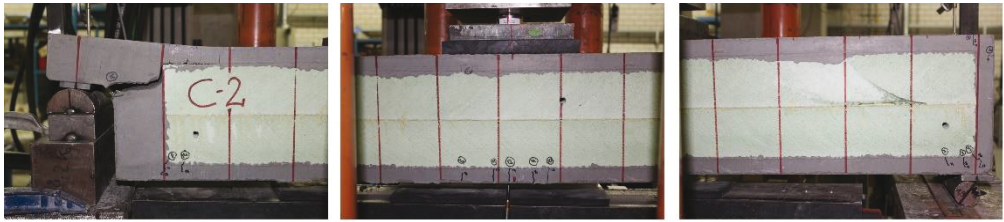
<b>Vergleichsbilder Serie 2</b>	
<b>B1</b>	 <p>Abbildung 37: B1</p>
<b>B2</b>	 <p>Abbildung 38: B2</p>
<b>B3</b>	 <p>Abbildung 39: B3</p>

Tabelle 11: V3 Bruchbilder

<b>Vergleichsbilder Serie 3</b>	
<b>C1</b>	 <p>Abbildung 40: C1</p>
<b>C2</b>	 <p>Abbildung 41: C2</p>



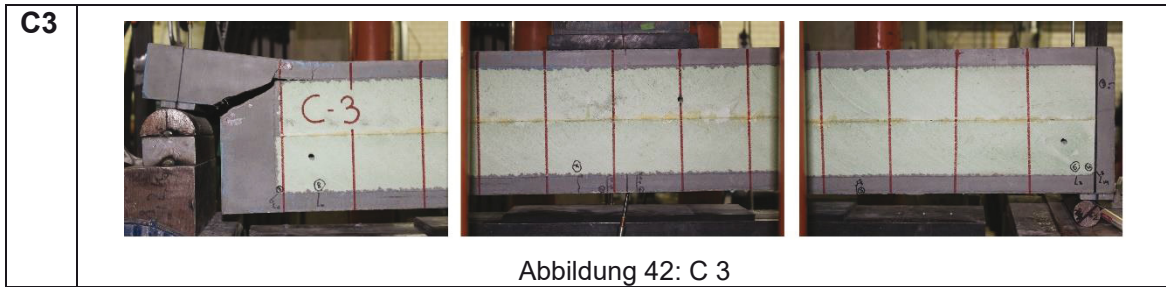
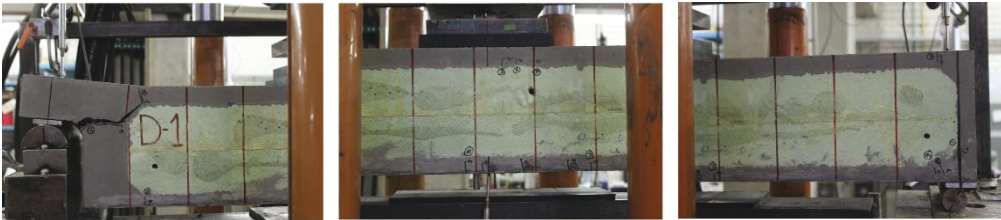
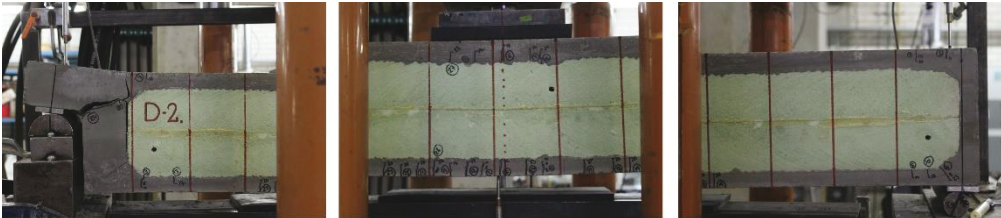
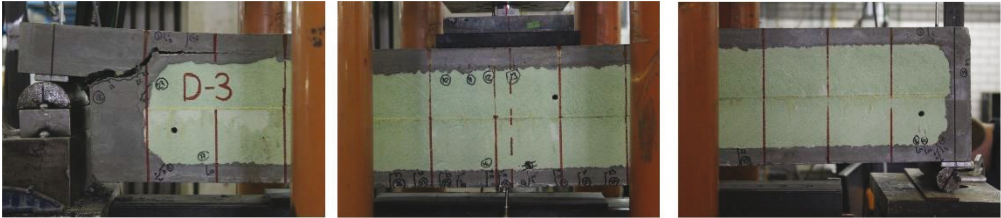


Tabelle 12: V4 Bruchbilder

<b>Vergleichsbilder Serie 4</b>	
<b>D1</b>	
Abbildung 43: D1	
<b>D2</b>	
Abbildung 44: D2	
<b>D3</b>	
Abbildung 45: D3	

### Versagensarten

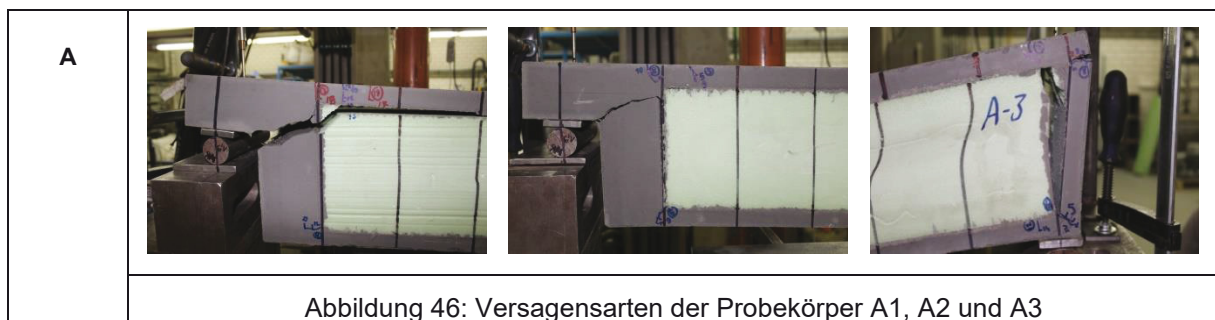




Abbildung 47: Versagensarten der Probekörper B1, B2 und B3



Abbildung 48: Versagensarten der Probekörper C1, C2 und C3

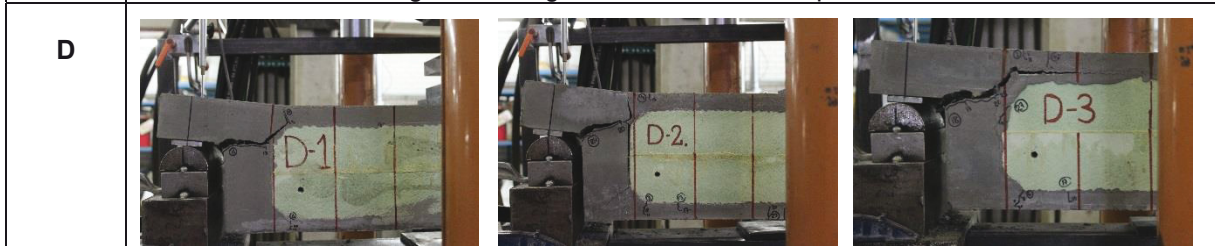


Abbildung 49: Versagensarten der Probekörper D1, D2 und D3

### 3.4 Zyklische Überfahrversuche (Karussell) der Probekörper E

#### 3.4.1 Versuchstand

Um die Belastungen durch Fahrzeuge zu simulieren, wurde der Drehtellerprüfstand der Technischen Universität Kaiserslautern verwendet.

Der Aufbau des Prüfstandes beinhaltet den Prüfrahm und den Lastarm, mit dem über die Nutzung der Hebelwirkung die Testräder nach Belieben belastet werden können, und den Drehteller mit Antrieb.

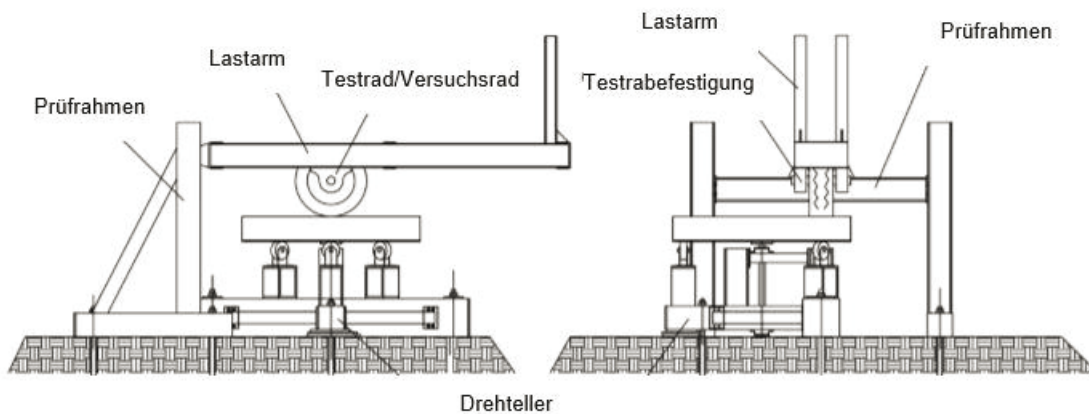


Abbildung 50: Ansicht des Prüfstandes von verschiedenen Seiten



Abbildung 51: Prüfstand während des Versuchs mit runder Bodenplatte

Die zwei Zentimeter dicke Stahlplatte des Drehtellers ist auf Schwerlastrollen gelagert und weist Löcher und Fixierschrauben auf, mit deren Hilfe die Prüfkörper fixiert werden müssen. Der komplette Prüfstand ist mit einem Sicherheitszaun, an dem neben der Eingangstür ein Schaltkasten mit Notausschalter und Zählerwerk angebracht wurde, umgeben.



Abbildung 52: Sicherheitszaun



Abbildung 53: Schaltkasten mit Zählwerk und Notausschalter

### 3.4.2 Versuchsaufbau

Die Prüfkörper der Serie E sollen nebeneinander auf dem Drehteller angebracht werden. Sie sollten dabei nicht komplett auf der Stahlplatte aufliegen sondern so wie die Prüfkörper A-D bei den Biege-Bruchversuchen nur auf den Auflagern liegen. Hierfür musste eine auf Prüfkörper und Stahlplatte angepasste Konstruktion gebaut werden.

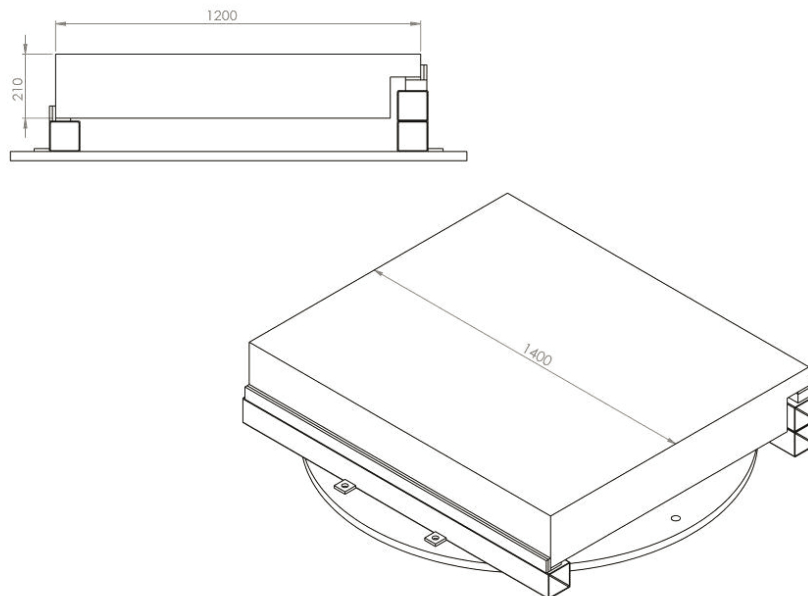


Abbildung 54: Konzept für die Befestigung der Prüfkörper auf dem Versuchsstand

Bei ersten Konzeptionen wurden Rechteckprofilträger als Auflager genutzt. Diese sind über angeschweißte Schraublöcher mit Schrauben am Drehteller befestigt. An die Träger wurde eine zusätzliche Stahleiste geschweißt um ein Verrücken der Prüfkörper zu vermeiden. Die finale Konstruktion weist einige Änderungen auf. Für das Auflager am Gelenk wurde ein U-Profilträger verwendet. Auf beiden Seiten stehen die Träger circa 5 Zentimeter unter dem Prüfkörper hervor. Um Bewegungen der Prüfkörper zu vermeiden, wurden sie an allen vier Ecken mit Flügelschrauben fixiert.



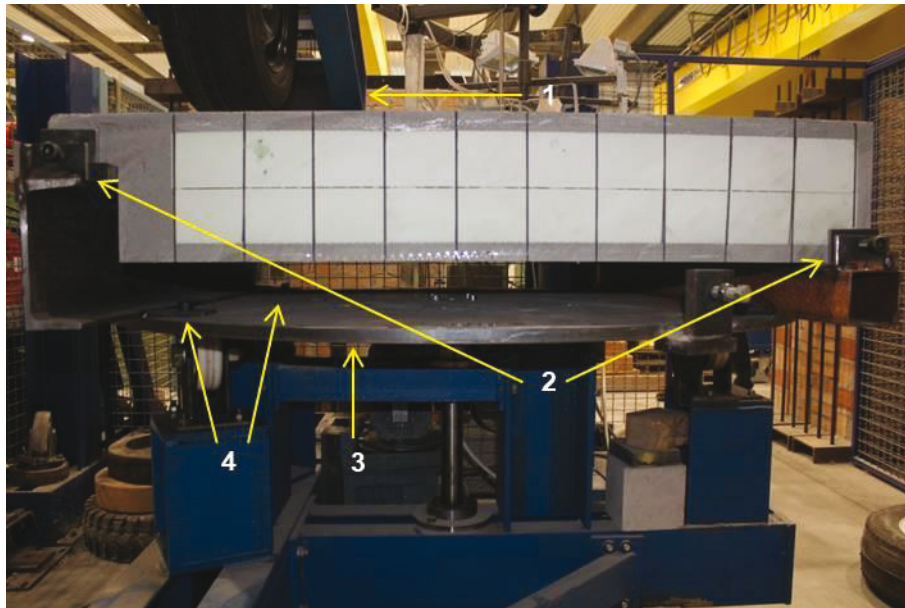


Abbildung 55: Radstand Versuchsaufbau

- 1 Lastarm mit Reifen
- 2 Festziehschrauben und Stahlplatten
- 3 Drehteller
- 4 Schrauben zur Befestigung des Aufbaus auf dem Drehteller



Abbildung 56: Befestigungsstruktur offene Seite



Abbildung 57: Befestigungsstruktur geschlossene Seite

### Ermittlung der Last

Für die Radlast im Falle vielfacher Überfahung wurden 5 kN gewählt. Dies entspricht der halben Achslast eines Personenkraftwagens. Es muss erwähnt werden, dass der Prüfstand mit dem Fahrspurradius von einem Meter eigentlich für den engen Wenderadius eines Gabelstaplers ausgelegt ist. Für den hier verfolgten Anwendungsfall „Hochwassersperre“ liegt dies stark der sicheren Seite, weil Lenk- und Bremsvorgänge im PKW-Bereich geringer sind. Um über die Hebelwirkung (siehe Folgerechnung) auf 5 kN Radlast zu kommen, wurden am Ende des Lastarms 150 Kilogramm montiert.

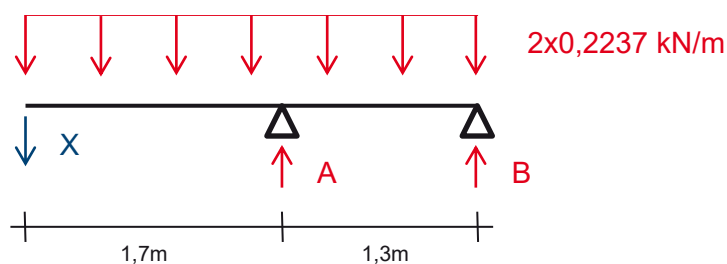


Abbildung 58: Vereinfachtes System zur Ermittlung der benötigten Totlast

$$A = 3X/1,3 + 1,5487$$
$$A = 5 \text{ KN}$$
$$5 = 3X/1,3 + 1,5487$$
$$X = (5 - 1,5487) \times 13/30$$
$$X = 1,495 \text{ KN} \sim 150 \text{ kg}$$

Der Reifen wurde zu Beginn des Versuchs auf 2,5 bar Reifendruck aufgepumpt. Es handelt sich um einen Michelin 195/65 R15 Reifen.

### 3.4.3 Versuchsablauf

Die Drehteller wurden mit einer Geschwindigkeit von 3,5 Kilometer pro Stunde gedreht. Nach jeweils 500, 1.000, 2.000, 5.000, 10.000, 15.000, 20.000, und 25.000 Runden wurde der Versuch gestoppt und Risse und Verformungen wurden notiert.



Abbildung 59: zeigt den Versuchsstand während des Versuches

Die Risse wurden mit einer Risschablone vermessen, mit Edding markiert und fotografiert. Um Verformungen leichter zu erkennen, wurde am Querschnitt der Probekörper im Abstand von je zehn Zentimetern ein senkrechter Strich gezogen.

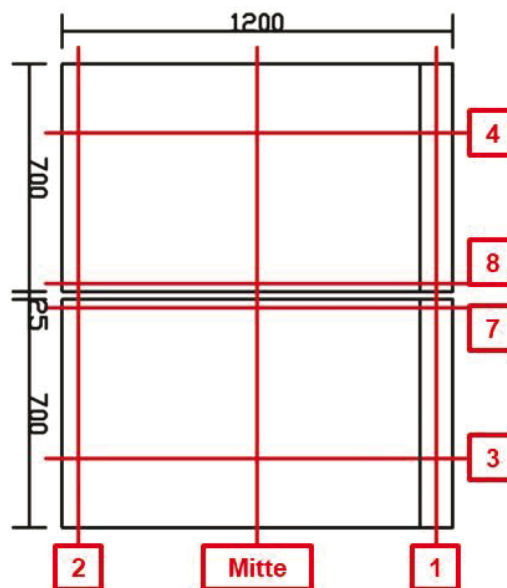


Abbildung 60: Hilfszeichnung zur Anleitung der Messung



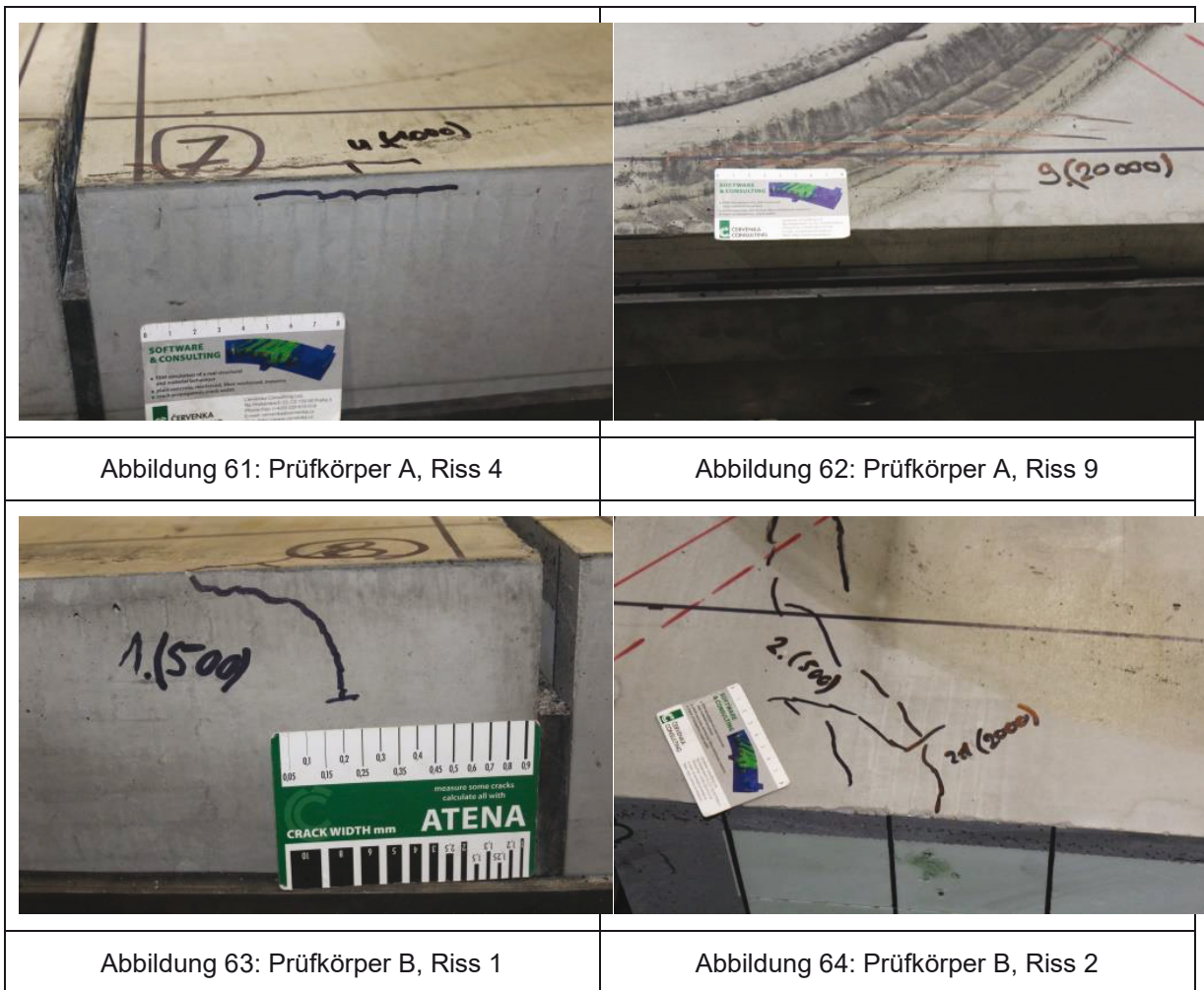
Für die Verformung an der Prüfkörperoberkante wurde eine Aluleiste an den (siehe Abbildung 60) Stellen 3,4,7 und 8 aufgelegt und an den Schnittstellen zu den Linien 1 und 2 sowie der Prüfkörpermitte wurden mit einem Messschieber die Höhendifferenz zwischen der Aluleiste und der Prüfkörperoberfläche gemessen.

### 3.4.4 Versuchsergebnisse

Tabelle 13: Auflistung der Risse im Probekörper E-A und E-B

Runden	Riss	Breite (mm)	Ort	Anmerkung
500	1	0,1	Prüfkörper B Ecke 8,2	Riss läuft über die Bauteilkante
	2	0,05-0,1	Prüfkörper B Ecke 4,2	Mehrere Risse
1000	3	0,05-0,1	Prüfkörper A Ecke 3,1	Mehrere Risse
	4	0,15	Prüfkörper A Ecke 7,2	Risse parallel zur Kante
	5	0,05	Prüfkörper B Linie 2	Risse laufen zur Kante hin
2000	1,1	0,1-0,4	Prüfkörper B Ecke 8,2	Risse erweitern sich, Abplatzungen (Luftblasen)
	2,1	0,15	Prüfkörper B Ecke 4,2	Rissen laufen bis zur Kante
	6	0,1	Prüfkörper B Linie 4, Mitte	Risse laufen von Linie 4 zur Kante
5000	7	0,05	Prüfkörper B Linie 4	Über Linie 4 zur Kante
10000	1,2	-	Prüfkörper B Ecke 8,2	Aufplatzungen (Luftblasen)
	7,1	0,05	Prüfkörper B Linie 4	Riss 7 erweiter bis zu Riss 2
15000	5,1	0,05	Prüfkörper B Linie 2	Neue Risse
	8	0,05	Prüfkörper B Linie 4	Risse von Linie zur Kante
20000	9	0,2	Prüfkörper A Ecke 7,2	Risse mit der Bewehrung

Tabelle 14: Rissbildung (Beispiele)



**Durchbiegung**

**Achse 4**

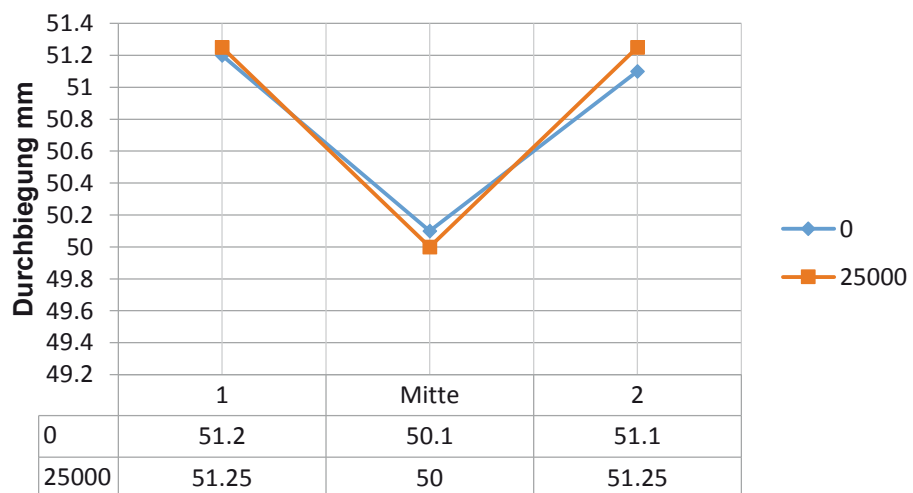


Abbildung 65: Durchbiegung Achse 4, vor und nach dem Versuch

### Achse 7

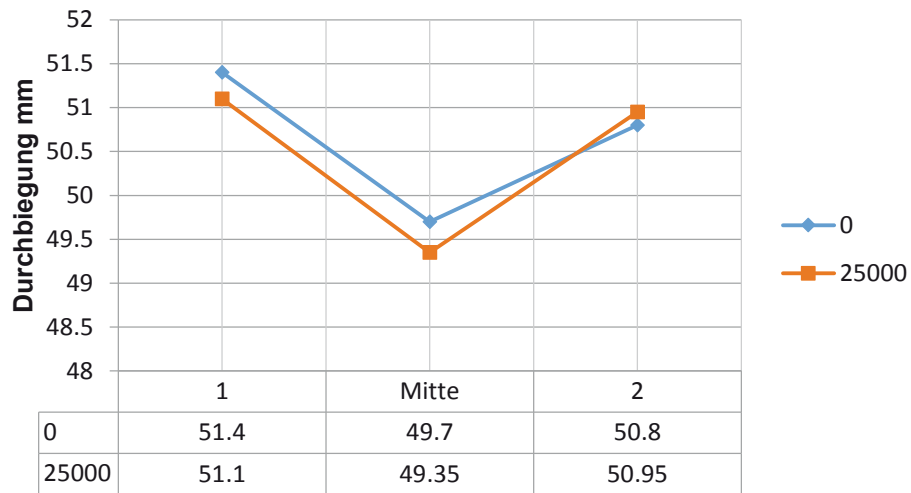


Abbildung 66: Durchbiegung Achse 7, vor und nach dem Versuch

### Achse 8

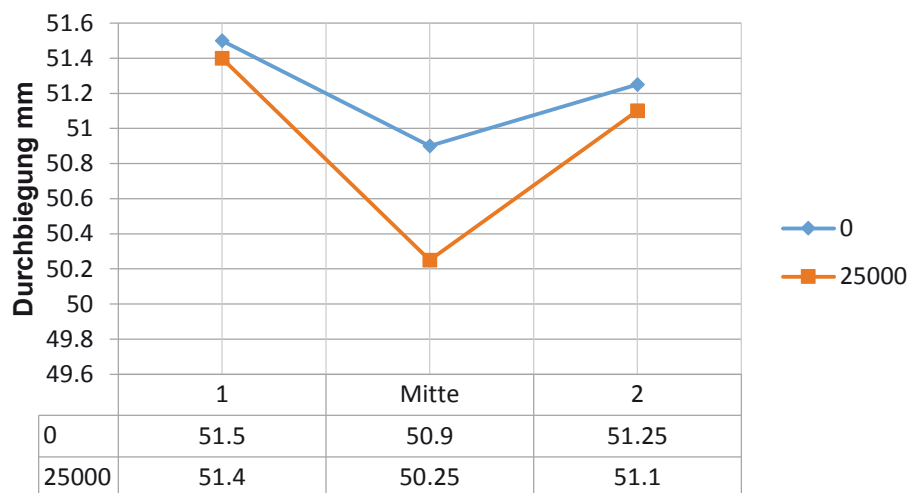


Abbildung 67: Durchbiegung Achse 8, vor und nach dem Versuch

### Achse 3

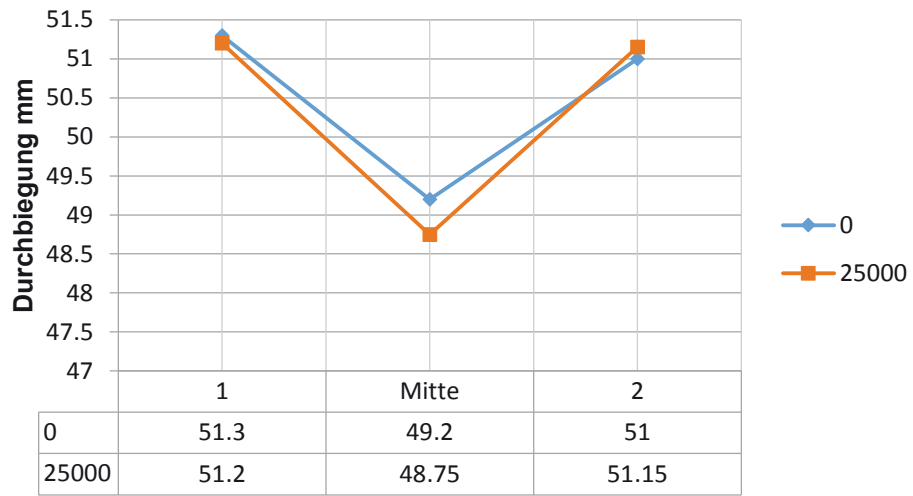


Abbildung 68: Durchbiegung Achse 3, vor und nach dem Versuch

### Achse 1

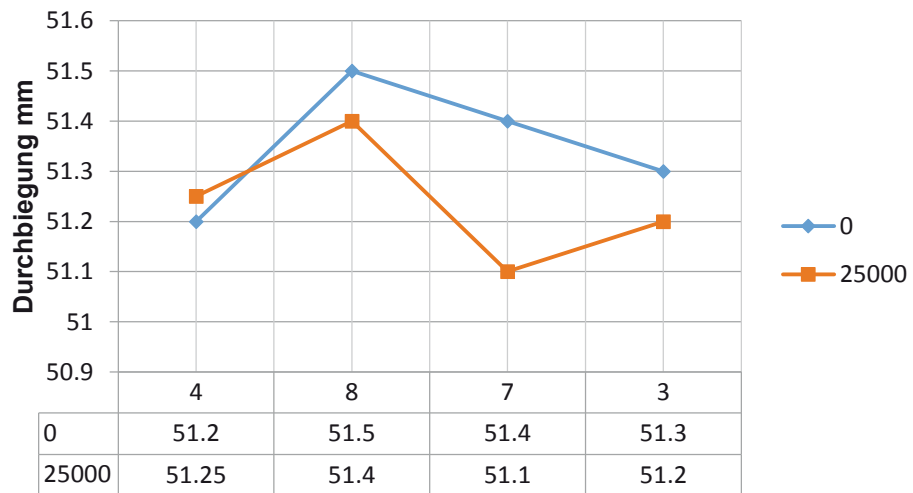


Abbildung 69: Durchbiegung Achse 1, vor und nach dem Versuch

### mittlere Achse

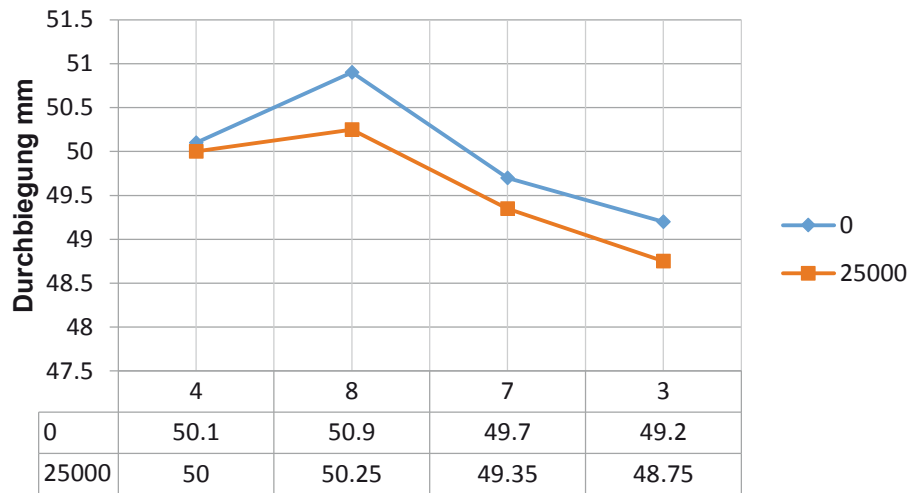


Abbildung 70: Durchbiegung mittlere Achse, vor und nach dem Versuch

### Achse 2

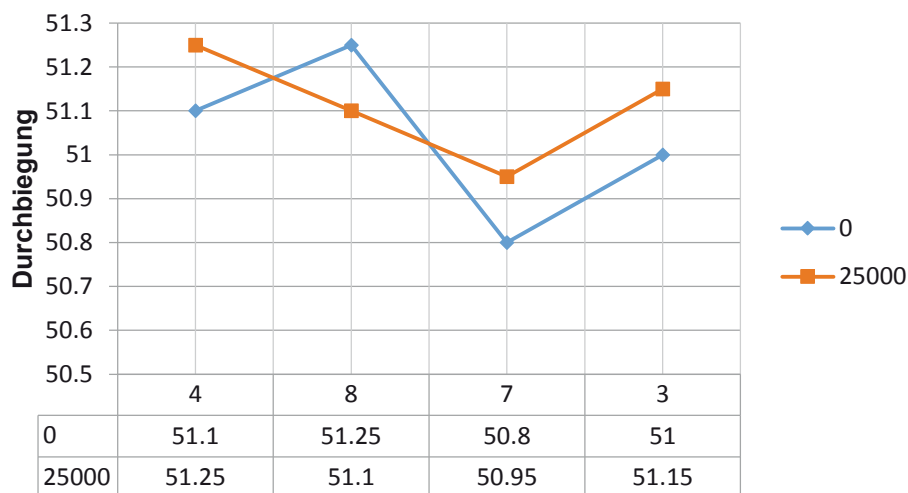


Abbildung 71: Durchbiegung Achse 2

Die Achsen 3, 4, 7 und 8 zeigen geringe Durchbiegungen von 0,1 bis 0,65 mm nach 25.000 Überfahrten. Die Rissbreiten sind kleiner als 0,2 mm.

## 3.5 Resttragfähigkeitsversuche der Probekörper E

### 3.5.1 Aufbau der Biegeversuche

Der 3-Punkt-Biegeversuch wurde im Labor 60 der Technischen Universität Kaiserslautern durchgeführt. Abbildung 72 zeigt den Versuchsaufbau des Probekörpers E-A. Dieser gleicht dem in Abschnitt 3.3.2 Aufbau der Biegeversuche beschriebenen Aufbau der Biegeversuche.

Der Probekörper wurde für den Versuch wie ein Einfeldträger beidseitig gelenkig gelagert. Dazu wurde er an beiden Auflagern auf 5 x 70 cm kleine Metallplättchen aufgelegt, welche gelenkig gelagert wurden. Die Positionierung der Lagerung sowie der Messtechnik kann der Abbildung 22 entnommen werden.

Die Kraft wurde mittig über eine Gummiplatte von 20 x 70 cm in den Probekörper eingeleitet. Diese Gummiplatte gewährleistet eine gleichmäßige Kraffteinleitung in den Probekörper. Die

Platte weist eine gewisse Elastizität und Verformbarkeit auf und kann somit leichte Unebenheiten am Probekörper ausgleichen, welche beim Betonieren oder Ausschalen entstanden sein können. Die Verformungen des Probekörpers werden auch ausgeglichen und es können keine Spannungsspitzen an den Rändern oder durch eventuelle Unebenheiten auftreten.

Zwischen der Gummiplatte und dem Zylinder wurde folgender Aufbau (Aufzählung von unten nach oben) gewählt: Stahlträger von 20 x 70 cm, eine Kalotte, eine Metallplatte, eine Kraftmessdose mit einer maximalen aufnehmbaren Kraft von 120 kN und eine Metallplatte. Die Funktion der einzelnen Bauteile wird im nachfolgenden Abschnitt behandelt.

Der Stahlträger auf der Gummiplatte sorgt für einen gleichmäßigen Kraftübertrag von der Kraftmessdose in die Gummiplatte. Die Kraftmessdose muss genau mittig zwischen zwei Metallplatten eingebaut werden um zuverlässige Werte zu messen. Dazu wurde sie jeweils genau mit dem Lineal mittig auf der Metallplatte ausgerichtet. Die Kalotte kann eine leichte Schiefstellungen zwischen dem Probekörper und dem Zylinder ausgleichen und eine gleichmäßige Kraftweiterleitung aus dem Zylinder in den Probekörper und die Kraftmessdose gewährleisten. Sie wurde mittig auf den Stahlträger gebaut. Auch hier wurde ein Lineal verwendet.

Für die Verschiebungsmessung wurden insgesamt 6 Wegaufnehmer am Probekörper installiert. Jeweils zwei auf der Oberkante des Probekörpers, zwei in der Mitte des Querschnitts am oberen Rand des Probekörpers und zwei an der Unterkante. Die genaue Lage der Wegaufnehmer kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden. Beim Einbau wurden die Wegaufnehmer jeweils leicht eingedrückt, um eine zuverlässige Messung zu gewährleisten. Für den Versuch wurden Wegaufnehmer mit einer maximal messbaren Verschiebung bis 100 mm eingebaut.

Auf den Probekörper wurde alle 10 cm ein schwarzer Strich angezeichnet, um Verschiebungen und Verzerrungen oder Verschiebungen besser erkennen zu können. Die Auflager und die Probekörpermitte wurden jeweils mit einer schwarzen Linie gekennzeichnet um den Probekörper besser auf den Auflagern und die Gummiplatte auf dem Probekörper besser ausrichten zu können.

Am Rechner wurden alle Messungen der 6 Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Kraft- und Wegmessung der Zylindersteuerung wurden ebenfalls dokumentiert.

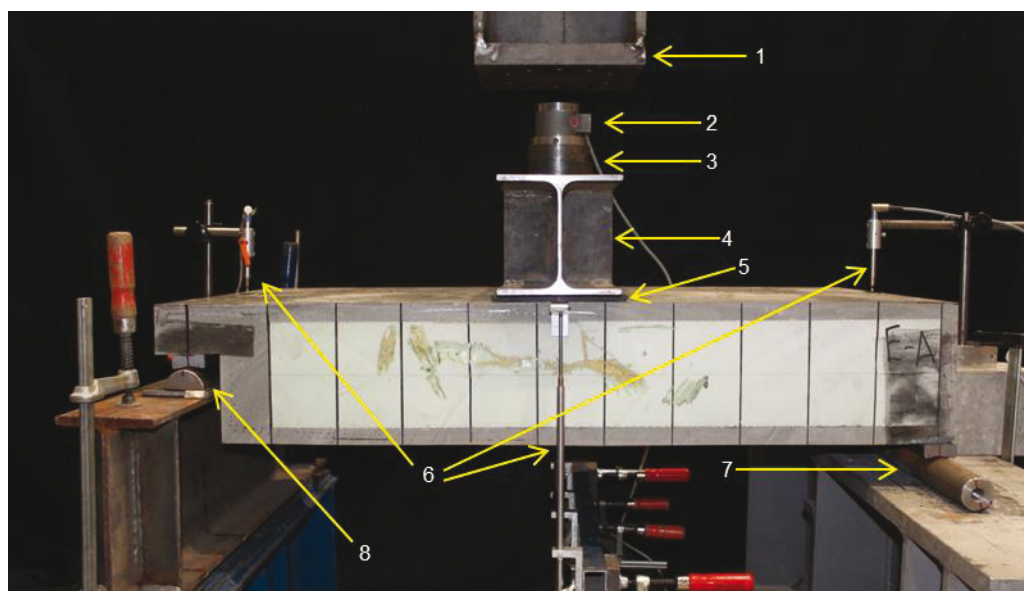


Abbildung 72: Versuchsaufbau des Biegeversuchs der Serie E

1-Stahlträger(mit Prüfzylinder verbunden), 2-Kraftmessdose, 3-Kalotte, 4-Stahlträger(zur Kraftübertragung), 5-Gummimatte, 6-Wegaufnehmer, 7-Rollenlager, 8-Festlager



### 3.5.2 Ablauf der Versuche

Vor Belastungsbeginn wurden alle Wegaufnehmer mit einem „1,1 mm Metallplättchen“ auf ihre Funktionalität und Genauigkeit überprüft. Dazu wurden zuerst im Messprogramm alle Wegaufnehmer auf 0 mm Verschiebung skaliert und anschließend wurden die Metallplättchen mit bekannter Dicke zwischen den Wegaufnehmer und den Probekörper gelegt und die Verschiebung im Programm abgelesen. Nachdem die Wegaufnehmer richtig gemessen haben, wurden die Plättchen wieder entfernt.

Der Zylinder wird manuell 1-2 cm über die Kalotte gefahren, da die manuelle Steuerung ein genaueres Annähern nicht zulässt. Der Zylinder wird anschließend mit der Steuerung langsam so lange herunter gefahren, bis eine minimale Kraft von 0,5 kN auf den Probekörper wirkt. Anschließend wird der Zylinder wieder auf 0 kN hochgefahren.

Vor dem Versuchsstart wird an der Zylindersteuerung noch ein Feinabgleich vorgenommen und alle Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose werden auf 0 mm Verschiebung bzw. 0 kN Kraft gesetzt.

Beim Versuchsstart wird die Kraft im Zylinder langsam gesteigert, indem der Zylinder weggesteuert mit 1 mm/min nach unten fährt.

Probekörper E-A wurde zunächst von 0 kN auf 45 kN belastet. Hier wurde der Versuch unterbrochen, der Probekörper auf Risse untersucht, diese aufgezeichnet und mit der Risschablone ausgemessen. Anschließend wurde der Probekörper immer um 5 kN mehr belastet bis es zum Versagen kam. Bei allen 5 kN Schritten wurden neue und schon vorhandene Risse aufgezeichnet und ausgemessen.

Probekörper E-B wurde zunächst von 0 kN auf 35 kN belastet. Anschließend wurden wie bei E-A bis zum Versagen weiter gefahren.

Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnehmer in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden.

### 3.5.3 Ergebnisse

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
E - A	72,3 kN	7,15 mm
E - B	63,6 kN	6,72 mm



Abbildung 73: Bauteilversagen B, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

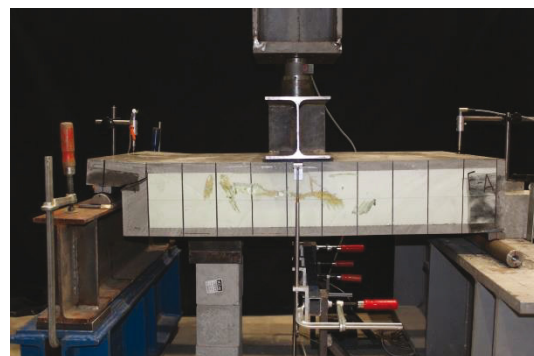


Abbildung 74: Bauteilversagen A, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

### E-A

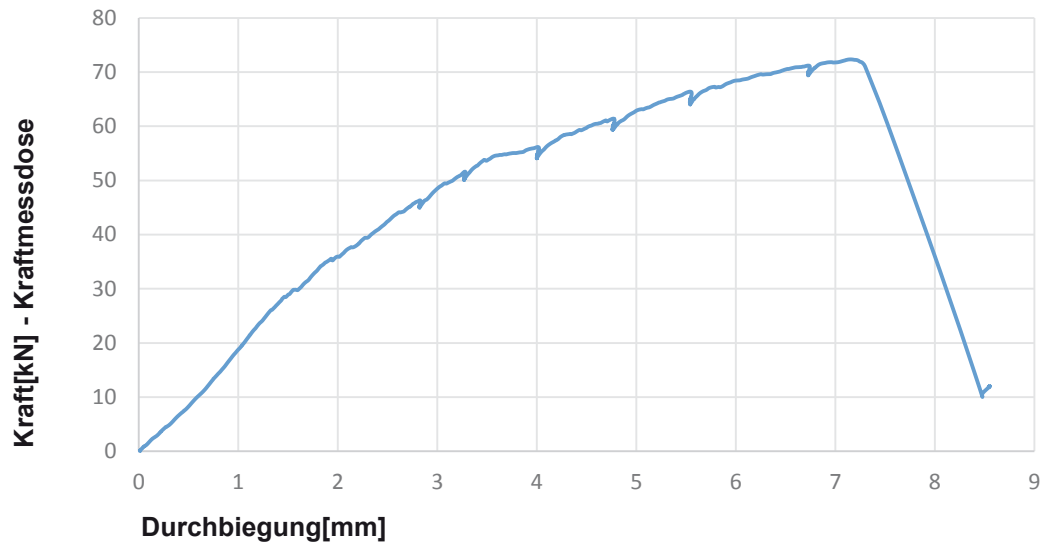


Abbildung 75: Kraft/Durchbiegungsdiagramm E-A, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

### E - B

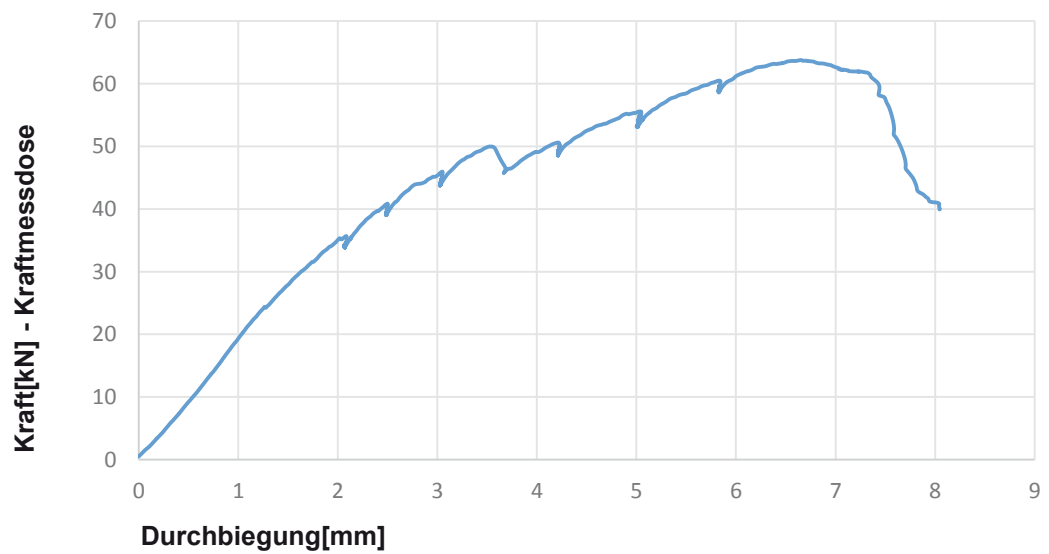


Abbildung 76: Kraft/Durchbiegungsdiagramm E-B, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager

## 4 Numerische Untersuchungen

Um das Tragverhalten des Systems und insbesondere des Gelenks besser untersuchen und weiter optimieren zu können, wurden mit Hilfe eines Finite-Elemente-Programms (Programmsystem Abaqus CAE 6.14-2) numerische Simulationen unter Verwendung eines linear-elastischen Materialgesetzes durchgeführt.

Ziel der numerischen Untersuchungen war es, die Biegeversuche im Ruhezustand sowie im Einsatzzustand im Detail abzubilden und nachvollzuziehen, um weitere Erkenntnisse über die Beanspruchungen und die Verzerrungen im Gelenk zu erhalten. Dabei standen zunächst die Spannungsverteilungen im Vordergrund. Es wurde geplant, bei den Simulationen zwei Serien durchzuführen. A

In der ersten Serie wurden die 3-Punkt-Biegeversuche im Ruhezustand simuliert. Dabei wurden die in Abbildung 77 dargestellten Bewehrungsarten mit dem CAD Programm AutoCAD modelliert und in Abaqus importiert. Die UHPC-Bauteile sowie der Styrodurkern wurden in 3D mit Volumenkörpern diskretisiert.

Da die Bewehrungsform - insbesondere die Mikrobewehrung - sehr komplex ist, wurden die Mikrobewehrung der Sperre sowie die Betonstahlbewehrung des Fundamentbauteils als Stäbe abgebildet, um das Modellvolumen möglichst zu reduzieren und realistische Rechenzeiten zu ermöglichen. Tatsächlich umfasst die Mikrobewehrung viele feine Stäbe  $d = 1 \text{ mm}$  mit einer Maschenweite von  $12,7 \text{ mm}$  in 6 Schichten. Die Querschnitte wurden den Stäben zugeordnet, welche in den Volumenkörper eingebettet wurden.

Die Geometrie und die Querschnitte von UHPC, Styrodur und Bewehrung entsprechen denjenigen, die in den Versuchen „5.2 Testen des Prototypen“ festgelegt wurden. Die Ausformulierung der Kontaktbereiche, der Randbedingungen, wie auch die Vernetzung erfolgte auf die gleiche Weise mit Berücksichtigung der passenden Elementgröße bei der Vernetzung verschiedener Elemente. In den Absätzen „Kontaktbereiche“ und „Vernetzung“ sind die wichtigsten Einstellungen aufgeführt.

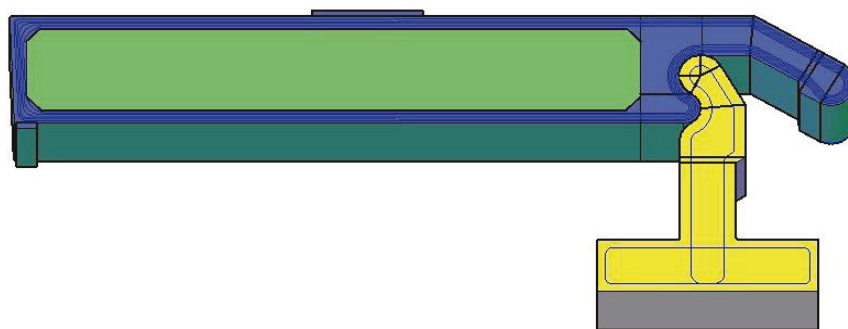


Abbildung 77: 3D Modell des Systems im Ruhezustand

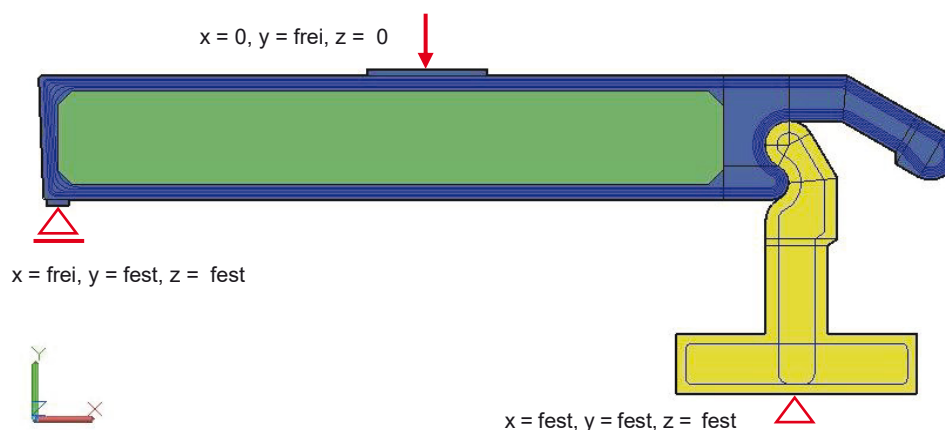


Abbildung 78: Lagerungsbedingungen im Ruhezustand

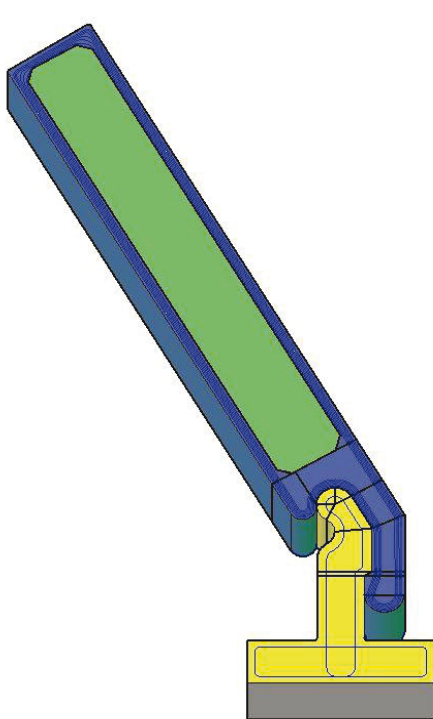


Abbildung 79: 3D Modell des Systems im Einsatzzustand

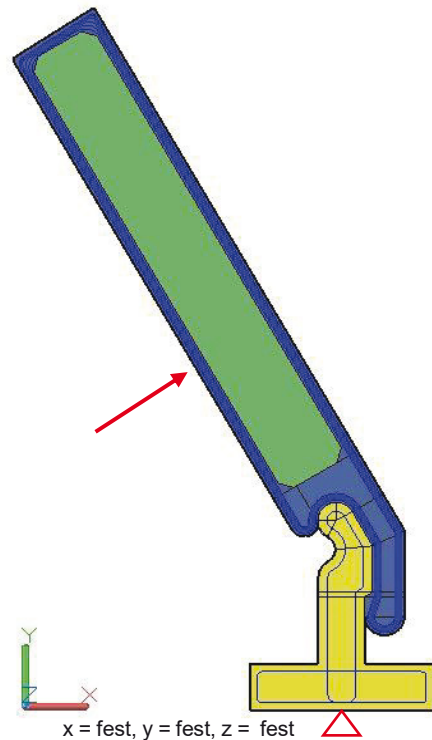


Abbildung 80: Lagerungsbedingungen im Einsatzzustand

## 4.1 Materialparameter

Vorerst wurden nur lineare Materialmodelle verwendet, um in diesem ersten Schritt linear-elastische Berechnungen durchzuführen, die Erkenntnisse über das Tragverhalten sowie die Spannungsverteilungen innerhalb des Systems liefern sollten. Darüber hinaus sollen mit dieser vereinfachten Einstellung der Materialmodelle die zu untersuchenden Modelle auf ihre Funktionsfähigkeit geprüft werden.

Alle Parameter zu den verwendeten Materialien sind in Tabelle 15 zusammengefasst. Um die Berechnung zu vereinfachen, wurde die Styrodurkern als isotropes Material abgebildet.

Tabelle 15: in dem Programm Abaqus eingestellte Materialparameter

Material	E-Modul	Querkontraktionszahl	Zugfestigkeit	Druckfestigkeit
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
UHPC	39.135	0,2	5,1	140
Mikrobewehrung	205.000	0,3	350	350
Betonstahl	200.000	0,3	460	460
Styrodur	25	0,45	0,54	0,45

## 4.2 Kontaktbereiche

Bei der Modellierung der Kontaktbereiche wird in „Zielkörper“ (in Tabelle 16 blau gekennzeichnet) und „Kontaktkörper“ (rot gekennzeichnet) unterschieden, wobei in der Regel das Material mit der höheren Steifigkeit der „Zielkörper“ ist.

Die in Tabelle 16 aufgelisteten Kontaktbereiche werden im 3D-Modell für die Ruhezustandssimulation verwendet. Der Kontakttyp „Tie“ überträgt Druckkräfte, Zugkräfte sowie Schubkräfte und wurde eingesetzt, um die Einzelteile der Sperre sowie des Fundaments zu verbinden. Bei dem Kontakttyp „reibungsbefahet“ werden Druckkräfte übertragen, jedoch keine Zugkräfte. Schubkräfte werden nach dem Reibungsgesetz übertragen. Dieser Kontakttyp wurde hauptsächlich für die Lasteinleitungsplatte, die Auflagerplatte und die Kontaktfläche des Betongelenks verwendet. Passende Reibungsfaktoren wurden nach dem Kontaktpaar (Stahl-Beton oder Beton-Beton) eingesetzt. Das Penalty-Verfahren ist hierfür der geeignete Algorithmus. Durch das Verfahren werden im Kontaktbereich des Kontaktpaares Federn ausgebildet, um einer gegenseitigen Durchdringung entgegenzuwirken.

Tabelle 16: Verwendung und Eigenschaft der Kontaktflächen

Kontaktkörper		Zielkörper		Art
Teil	Material	Teil	Material	
Sperre	UHPC	Lasteinleitungsplatte	Stahl	reibungsbefahet
Sperre	UHPC	Auflagerplatte	Stahl	reibungsbefahet
Sperre-Gelenk	UHPC	Fundament-Gelenk	UHPC	reibungsbefahet
Sperre	UHPC	Styrodurkern	Styrodur	Verbund

### 4.3 Vernetzung

Allgemein gilt für die Vernetzung: je feiner das Netz, desto „genauer“ sind die Ergebnisse. Jedoch verlängert sich mit dem Feinheitsgrad die Rechenzeit und der Speicherbedarf steigt immens. Hier wurde ein Mittelweg gewählt, indem die signifikanten Stellen feiner als der Rest des Modells vernetzt wurden (Abbildung 81).

Abbildung 82 zeigt die lokal verfeinerte Vernetzung. Dieses Prinzip wurde auch für die entsprechenden Bewehrungsbereiche angewendet, um möglichst differenzierte Resultate zu erzielen.

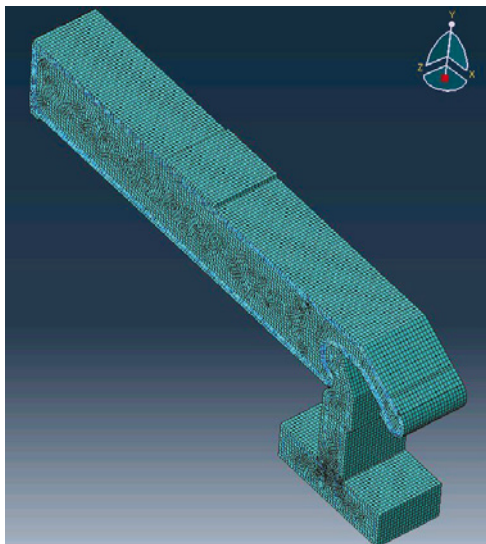


Abbildung 81: Vernetzung des System im Ruhezustand

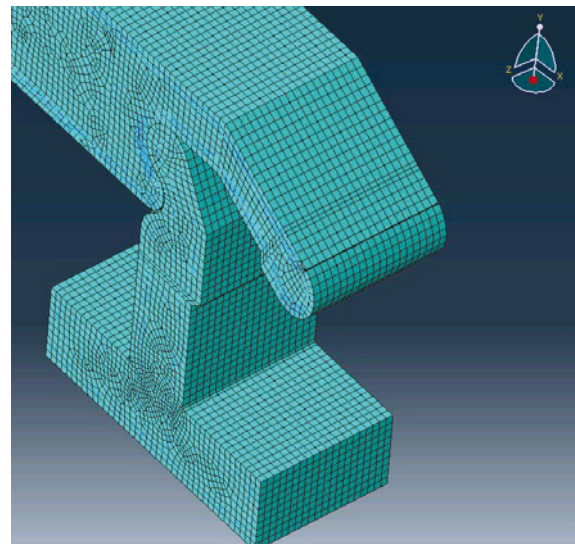


Abbildung 82: verfeinerte Vernetzung in einigen Bereichen.

## **4.4 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen**

Trotz der vereinfachten Annahme der Materialparameter (linear-elastisch) sowie der vereinfachten Modellierung der Bewehrung konnten mit den vorliegenden Annahmen innerhalb der Projektlaufzeit wegen zu großem Modellvolumens keine belastbaren Aussagen über die Spannungsverteilung in den einzelnen Bauteilen getroffen werden.

Modellmodifikationen mit weiter vereinfachter Abbildung der Mikrobewehrung brachten bislang nicht das gewünschte Ergebnis.

Die Arbeit an der numerischen Untersuchung wird nach dem Projektabschluss mit Finanzierung aus freien Drittmitteln fortgesetzt und die Ergebnisse werden in einer publiziert werden.



## 5 Bau und Erprobung eines Prototypen

### 5.1 Entwicklung und Bau eines Prototypen

Für die Versuche wurden jeweils 3 Probekörper für die Versuchsreihe F und G hergestellt. Für die Herstellung der Probekörper wurden zwei Holzschalungen - eine für die Sperre und eine für das Gelenk/Fundament - errichtet. Damit nach dem Betonieren beide Körper problemlos ineinander greifen und das Gelenk bilden, wurden im Digital-Labor Einsetzformen, aus Spezial-Hartschaum für beide (Gelenkteile) Schalungen gefräst.

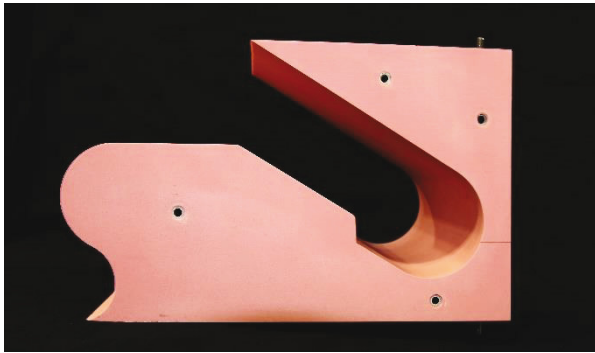


Abbildung 83: Einsetzform Sperre

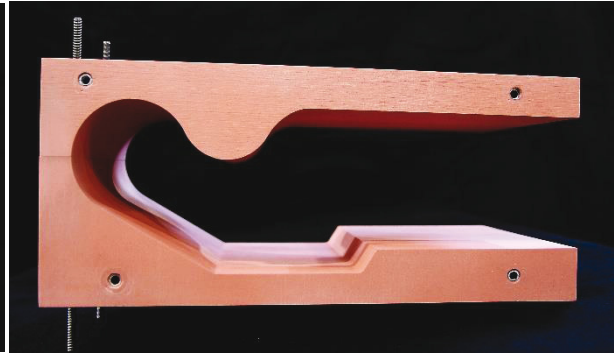


Abbildung 84: Einsetzform Gelenk/Fundament

Das Styrodur der Kernschicht wurde wie in den vorherigen Serien mit einer Glühdrahtschneidemaschine geschnitten. Nachdem die Platten auf die richtige Größe gebracht, die Kerne geklebt und die Kanten gefast wurden, wurden diese in der Schalung verschraubt, um ein Aufschwimmen der Körper während der Betonage zu verhindern. Zusätzlich wurden noch Bretter mit der Größe des Kerns über dem Kern befestigt, um ein Verrutschen zu verhindern (Abbildung 87).

Beide Versuchsreihen erhielten 6 kernumschließende Lagen Mikrobewehrung (Abbildung 85). Die Bewehrung wurde mit Hilfe einer Biegevorrichtung gebogen, welche im Vorfeld für die Versuche hergestellt wurde. Abbildung 86 zeigt die Fundamentalschalung mit der Einsetzform und die normale Bewehrung, welche formgerecht gebogen und eingesetzt wurde. Die Längsbewehrung des Fundaments besteht aus 3Ø8 mm und die Querbewehrung aus 16Ø8 mm, welche wie abgebildet verteilt wurden.

Die Schalung mit eingelegten Styrodurkern und Bewehrung wird in der Abbildung 87 gezeigt.



Abbildung 85: Schalung mit Bewehrung

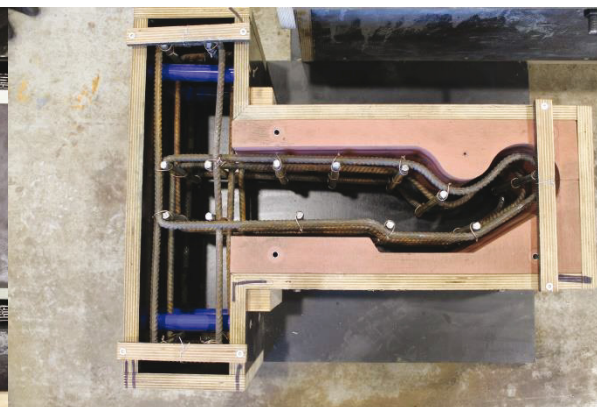


Abbildung 86: Schalung Gelenk/Fundament

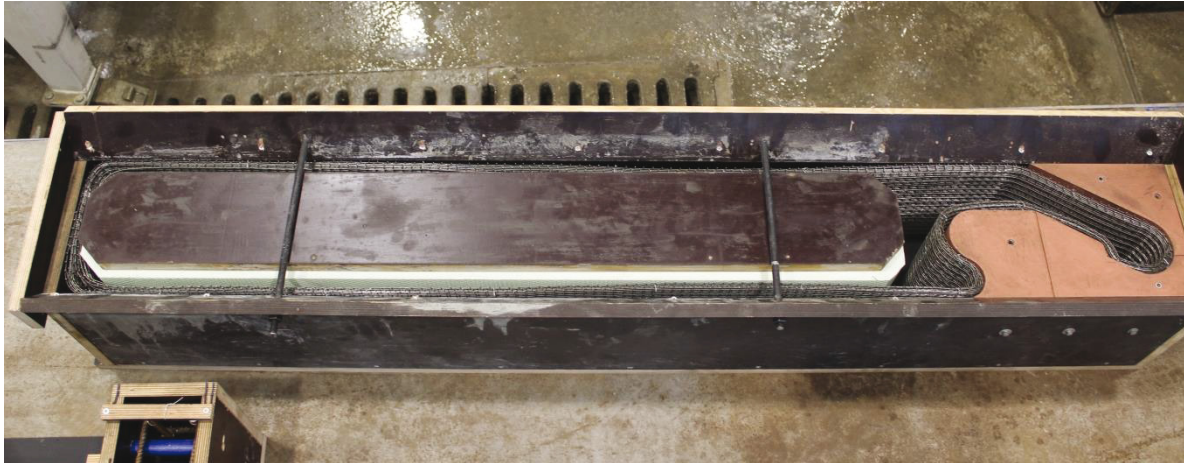


Abbildung 87: die Schalung der Sperre mit Kern, Mikrobewehrung und einsatzform.

Nach dem Betonieren und Ausschalen sah der Prototyp wie in den folgenden Abbildungen aus.

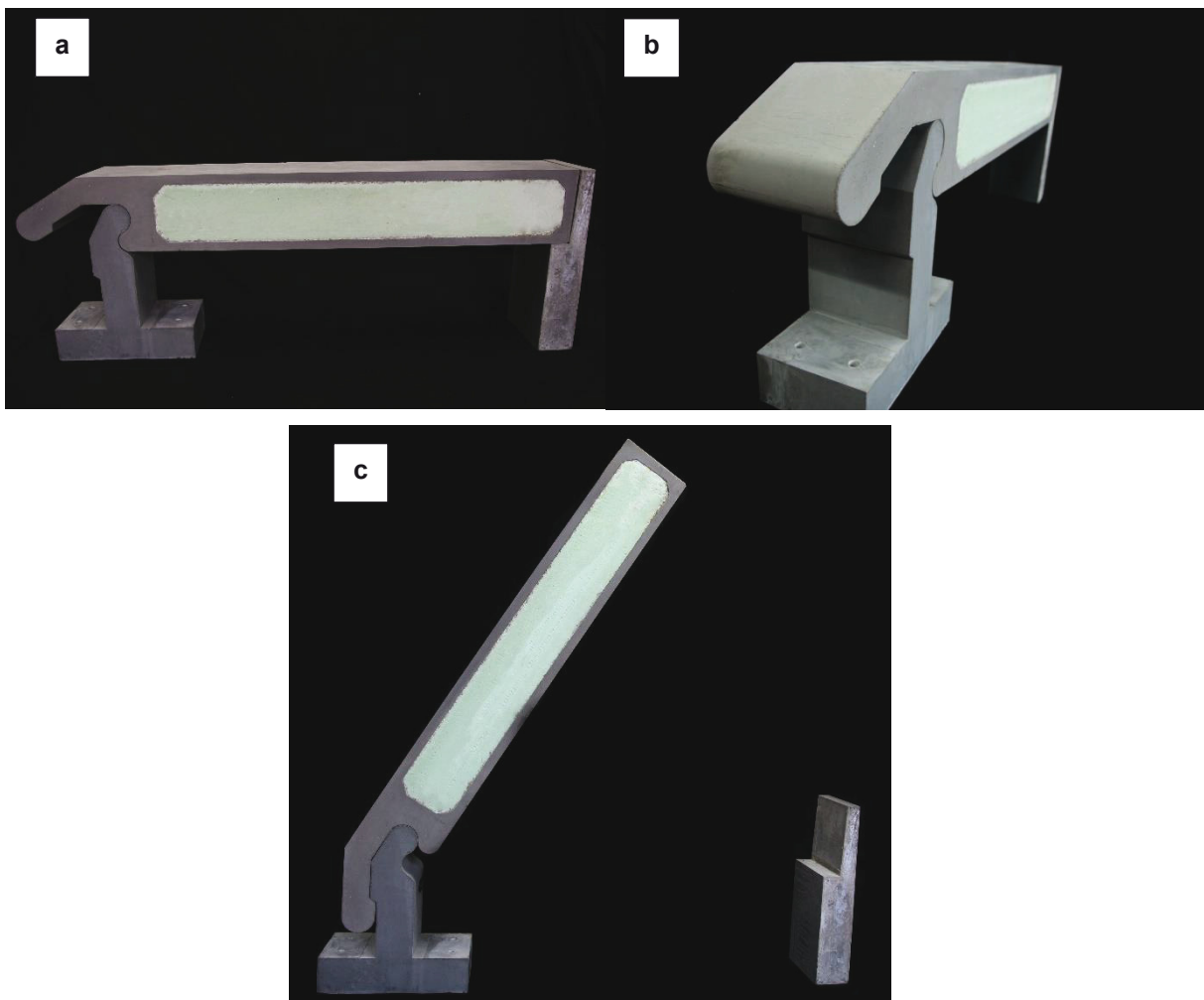


Abbildung 88: Prototyp Hochwassersperre, a) und b) Ruhezustand, c) Einsatzzustand

## 5.2 Testen des Prototypen in Versuchen im Labor

### 5.2.1 Testen des Prototypen im Ruhezustand

Die Prototypen der Serie F wurden im Ruhezustand auf Ihre Tragfähigkeit getestet. Dafür wurden an einem Prüfstand im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern Drei-Punkt-Biegeversuche durchgeführt. Abbildung 89 zeigt das Konzept für den Versuchsaufbau.

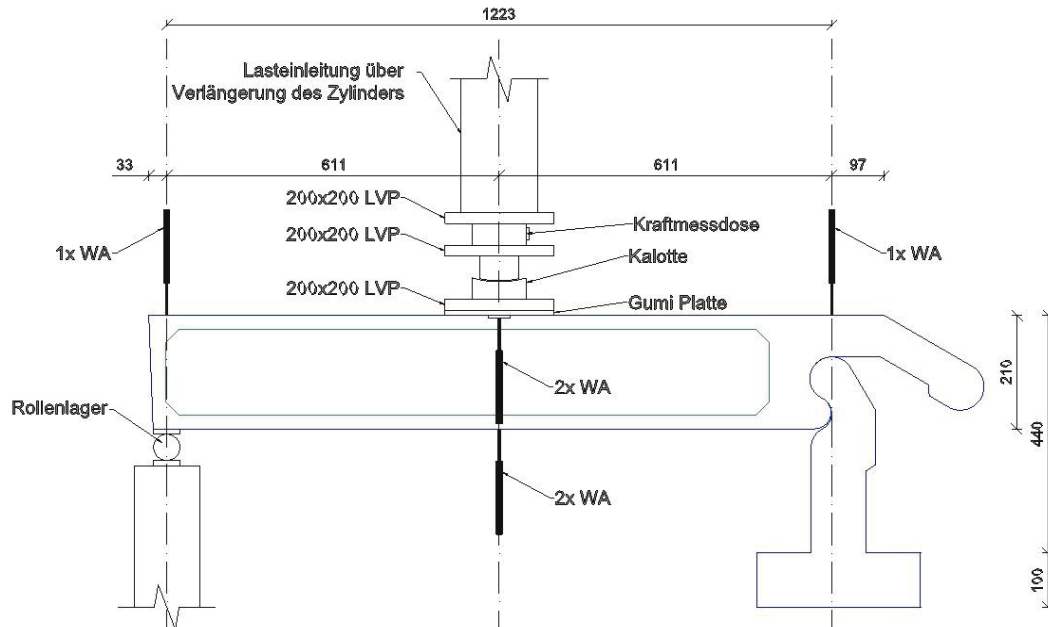


Abbildung 89: Versuchsaufbau Ruhezustand, Skizze mit Maße für den Einbau

#### 6.2.1.1 Aufbau der Biegeversuche

Die Probekörper wurden für die Versuche wie ein Einfeldträger beidseitig gelenkig gelagert. Hierbei wurden die Probekörper auf einer Seite auf dem Gelenk/Fundament Teil und auf der anderen mit einer Metallplatte 5 x 20 cm gelenkig gelagert. Abbildung 90: Versuchsaufbau Ruhezustand zeigt den genauen Aufbau.





## 6.2.1.2 Durchführung und Ergebnisse der Biegeversuche

### 6.2.1.2.1 Statische 3 Punkt-Biegeversuche F-1

Ziel des Versuches ist es, die Tragfähigkeit des Probekörpers durch einen 3-Punkt-Biegeversuch unter möglichst realistischer Einwirkungskombination zu bestimmen. Die Gummiplatte im Versuch soll das Rad eines stehenden Lastkraftwagens auf dem Probekörper simulieren.

Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer mit einem „1,1 mm Metallplättchen“ auf ihre Funktionalität und Genauigkeit überprüft. Dazu wurden zuerst im Messprogramm alle Wegaufnehmer auf 0 mm Verschiebung skaliert und anschließend wurden die Metallplättchen gelegt und die Verschiebung im Programm abgelesen. Nachdem die Wegaufnehmer richtig gemessen haben, wurde das Plättchen wieder entfernt.

Der Zylinder wird manuell 1-2 cm über die Kraftmessdose gefahren, da die manuelle Steuerung ein genaueres Annähern nicht zulässt. Der Zylinder wird anschließend mit der Steuerung langsam so lange herunter gefahren, bis eine minimale Kraft von 0,5 kN auf den Probekörper wirkt. Anschließend wird der Zylinder wieder auf 0 kN hochgefahren.

Vor dem Versuchsstart wird an der Zylindersteuerung noch ein Feinabgleich vorgenommen und alle Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose werden auf 0 mm Verschiebung bzw. 0 kN gesetzt.

Beim Versuchsstart wird die Kraft im Zylinder langsam gesteigert, indem der Zylinder weggesteuert mit 0,5 mm/min nach unten fährt.

So wird der Probekörper in einzelnen Laststufen von 2 kN auf 20 kN belastet. Bei jeder Laststufe (2, 4, 6, ..., 20 kN) wurde der Versuch unterbrochen, um den Probekörper auf Risse zu untersuchen und diese aufzuzeichnen und die Rissbreiten mit einer Risskarte zu messen. Von 20 kN aus wurde der Versuch bis zum Bruch des Probekörpers angefahren.

Für die spätere Auswertung wurden die Verformungen, wie in Abschnitt Versuchsaufbau bereits beschrieben, die Kraft im Zylinder und der Kraftmessdose aufgezeichnet. Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnehmer in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden.

Tabelle 17: F-1 Bruchlast und Durchbiegung der 3 Punkt-Biegeversuche

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
F - 1	25,59 kN	22,16 mm

F-1

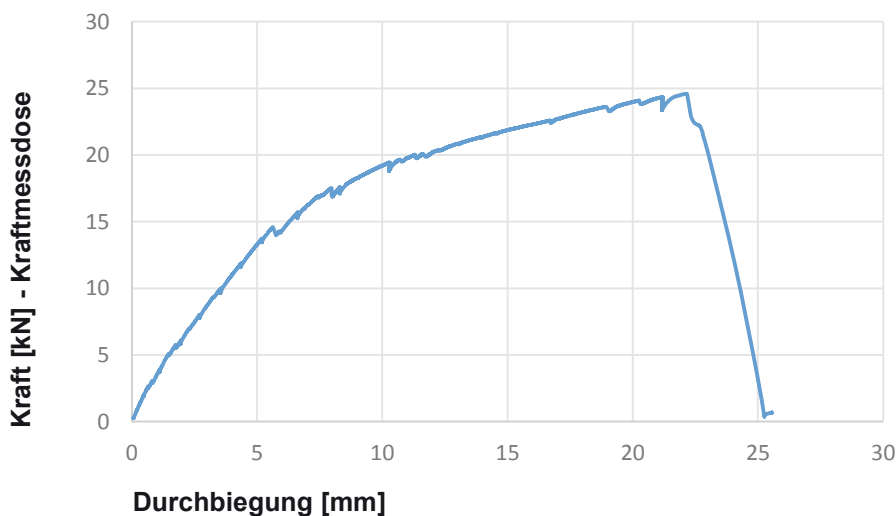


Abbildung 91: Kraft/Durchbiegungsdiagramm F-1, Versagen der Mikrobewehrung in der untern Schicht

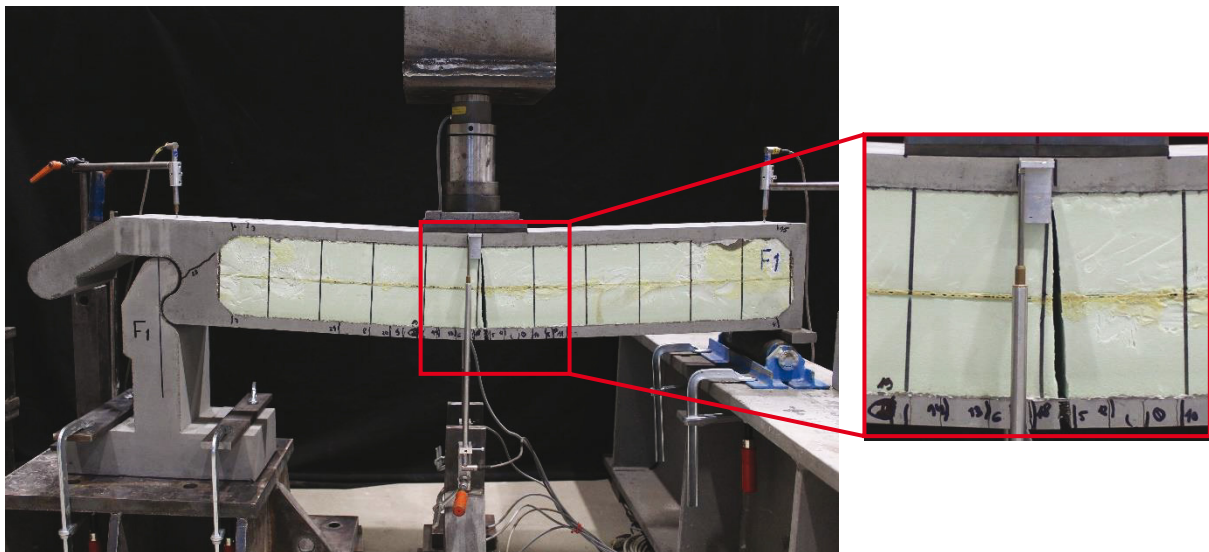


Abbildung 92: Biegebruchversagen F-1, Versagen der Bewehrung am unteren Bauteilrand in der Mitte

Es geht aus der Abbildung 91 hervor, dass das System eine Gebrauchslast von ca. 15 kN, welche einer Streckenlast von 75 kN/m entspricht, mit einer Durchbiegung von ca. 7 mm abtragen kann. Das Versagen tritt in der unteren UHPC-Deckschicht durch Zugversagen der Mikrobewehrung ein.

#### 6.2.1.2.2 Zyklische Belastung und Resttragfähigkeit F-2

Ziel des Versuches ist es, die Tragfähigkeit des Probekörpers bei zyklischer Belastung zu bestimmen. Hierfür wird der 3-Punkt-Biegeversuch verwendet.

Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer wie in den vorherigen Versuchen kalibriert. Der Versuchsaufbau ist derselbe in F-1 (Abbildung 89).

Beim Versuchsstart wird die Kraft im Zylinder langsam gesteigert. Während des gesamten Versuches werden die Kräfte weggesteuert angesteuert.

Es werden wie im vorangegangenen Versuch Laststufen mit 2 kN Zuwachs angefahren. Nach jeder erreichten Laststufe wird der Probekörper entlastet. Die Kraft im Zylinder wird wieder auf 0 kN gebracht. Der Versuch wird mit 0,5 mm/min begonnen. Die Laststufen 2 kN, 4, 6 und 8 kN werden einmal erreicht. Die Laststufe 10 kN wird elfmal angefahren. Beim 6. Anfahren der Laststufe 10 kN wurde die Geschwindigkeit auf 1mm/min erhöht. Beim 8. Anfahren dann auf 2mm/min und zur finalen Geschwindigkeit bei Laststufe 12 kN auf 4mm/min. Nach dem 10. Anfahren der Laststufe 10 kN wird bis zum Versagen jede Laststufe einmalig angefahren. Auch beim Wiederholen einer Laststufe wurde der Probekörper immer entlastet. Nach jeder Laststufe und jedem Entlasten wurde der Versuch unterbrochen, um den Probekörper auf Risse zu untersuchen und diese aufzuzeichnen und die Rissbreiten mit einer Risskarte zu messen.

Für die spätere Auswertung wurden die Verformungen, wie in Abschnitt Versuchsaufbau bereits beschrieben, die Kraft im Zylinder und der Kraftmessdose aufgezeichnet. Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnehmer in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden.

Tabelle 18: F-2 Bruchlast und Durchbiegung der 3 Punkt-Biegeversuche

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
F - 2	25,31 kN	25,1 mm



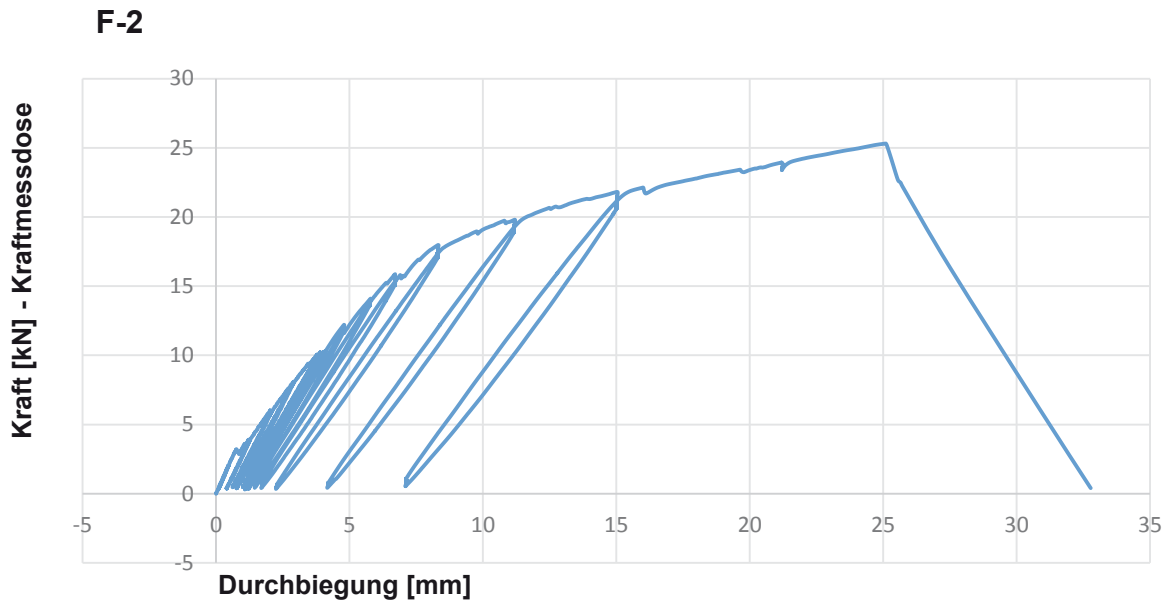


Abbildung 93: Kraft/Durchbiegungsdiagramm F-2, Versagen der Mikrobewehrung in der unteren Schicht

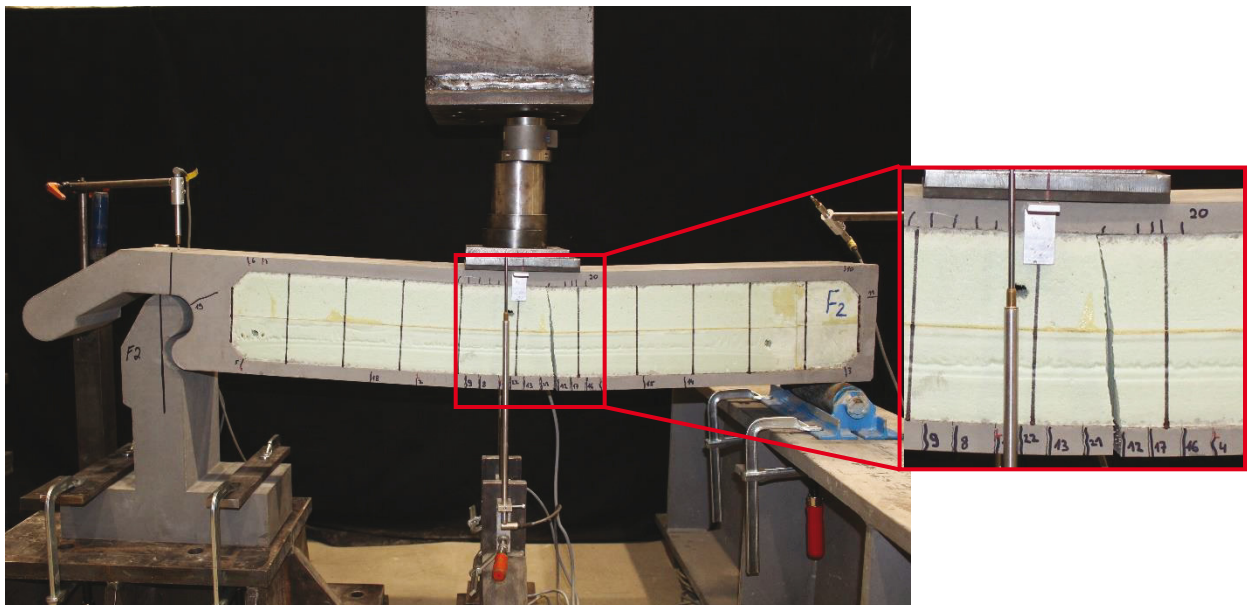


Abbildung 94: Resttragfähigkeit, Biegebruchversagen, F-2, Versagen der Mikrobewehrung in der unteren Schicht

### 6.2.1.2.3 *Dynamische Belastung und Resttragfähigkeit F-3*

Ziel des Versuches ist die Tragfähigkeit des Probekörpers bei dynamischer Belastung zu bestimmen. Hierfür wird der 3-Punkt-Biegeversuch verwendet. Die Gummiplatte im Versuch soll das Rad Lastkraftwagens auf dem Probekörper simulieren. Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer wie in vorherigen Versuchen kalibriert. Der Versuchsaufbau ist dasselbe in F-1 (Abbildung 89).

Vor dem Versuchsstart wird an der Zylindersteuerung noch ein Feinabgleich vorgenommen und alle Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose werden auf 0 mm Verschiebung bzw. 0 kN gesetzt.

Für den dynamischen Versuch wurde eine Amplitude von 2 kN mit 3 Hz ausgewählt die von 2 auf 4 kN und wieder zurück verlaufen soll. Bei so kleinen Amplituden kann der Prüfstand diese nicht über die Kraft anfahren sondern muss über eine Weg-Amplitude die Kraftamplitude simulieren.

Vor dem eigentlichen Versuch muss die Weg-Amplitude ermittelt werden. Hierfür wird der Probekörper auf 4 kN vorbelastet. Bei 2 und 4 kN wird die jeweilige Auslenkung des Zylinders gemessen und notiert. Diese werden über ein Computerprogramm dem Zylinder mit der gewählten 3 Hz vorgegeben.

Es wurden eine Millionen Zyklen mit dieser Amplitude gefahren. Anschließend wurde die Resttragfähigkeit mit der einer Geschwindigkeit von 0.5 mm/min geprüft. Mit dem Versagen wurde der Versuch beendet.

Für die spätere Auswertung wurden die Verformungen, wie in Abschnitt Versuchsaufbau bereits beschrieben, die Kraft im Zylinder und der Kraftmessdose aufgezeichnet. Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnahme in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden. Der dynamische Versuch läuft über 3 Tage und es wurden Messdaten in einer Frequenz von 50 Hz aufgenommen. Um nicht zu viele Messdaten zu erhalten wurden nur jede Minute für 10 sec Messdaten aufgezeichnet.

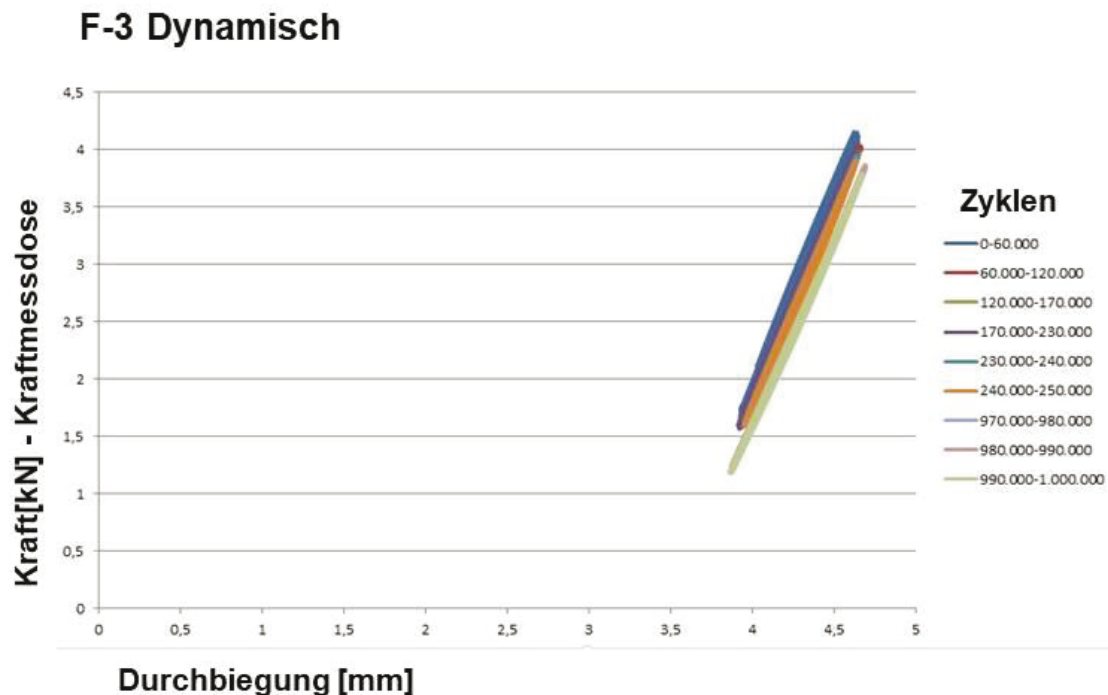


Abbildung 95: zeigt das Kraft/Durchbiegungsdiagramm der Probekörper F-3 während der dynamischen Belastung für die ersten 250T und die letzten 30T Zyklen.

Tabelle 19: Resttragfähigkeit nach 1.000.000 Zyklen

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
F - 3	19,4 kN	17,3 mm

### F-3 Restragfähigkeit

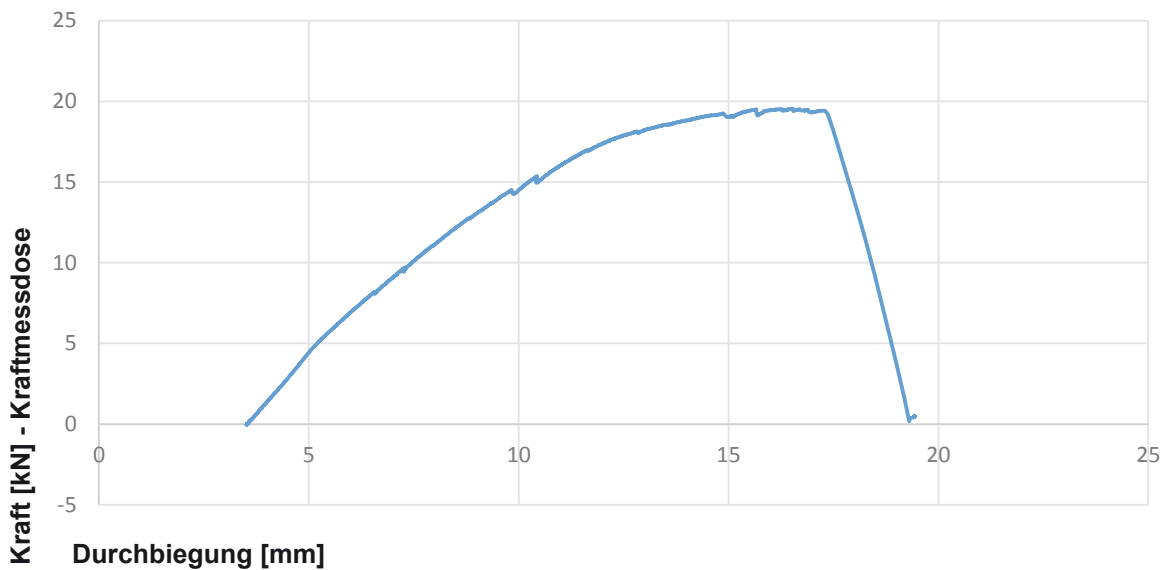


Abbildung 96: Kraft/Durchbiegungsdiagramm F-3, Versagen der Bewehrung in der unteren Schicht.

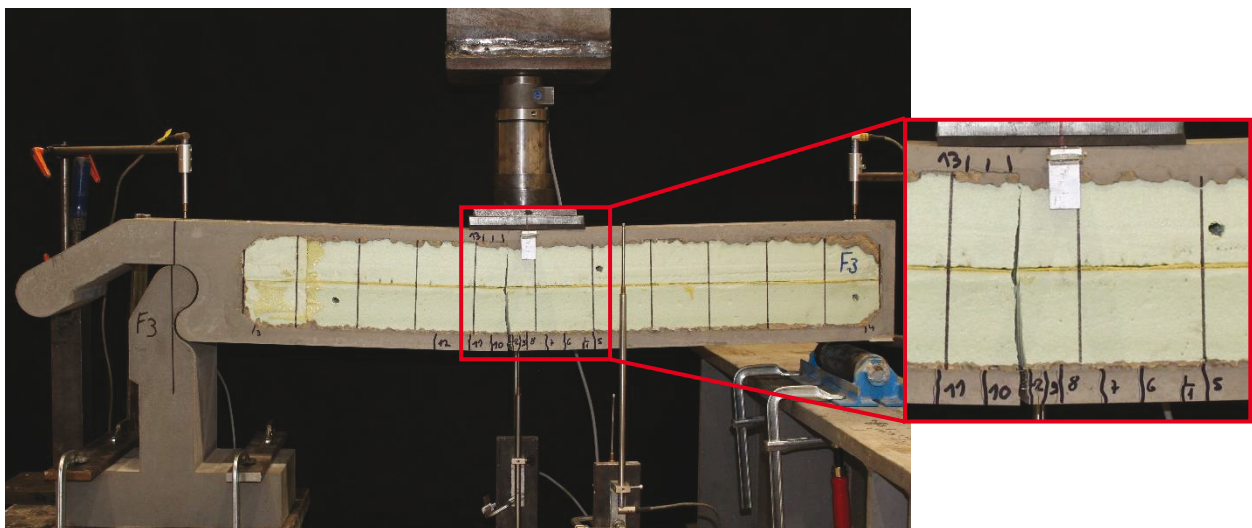


Abbildung 97: Resttragfähigkeit, Biegebruchversagen, F-3, Versagen der Bewehrung in der unteren Schicht.

#### 6.2.1.2.4 Zusammenpressung des Styrodurkerns

Durch die Positionierung von 2 Wegaufnehmern am oberen Rand des Bauteils und 2 Wegaufnehmern am unteren Rand kann durch die Differenz der Mittelwerte die Zusammenpressung des Styrodurkerns ermittelt werden. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** zeigt, dass die Zusammenpressung in den drei Probekörpern  $\leq 1,2$  mm ist.

Tabelle 20: die Zusammenpressung des Styrodurkerns

Probekörper	Zyklen	Höchstlast	Max. Zusammenpressung
F-1	1	24.59 kN	0.85 mm
F-2	22	25.31 kN	1.08 mm
F-3	1.000.000	19.55 kN	1.20 mm



Die Kraft wurde über eine Gummiplatte von 20 x 20 cm in den Probekörper eingeleitet. Diese Gummiplatte befindet sich an der Stelle an der die Resultierende des Wasserdrucks angreifen würde. Sie simuliert so den Wasserdruck und gewährleistet eine gleichmäßige Krafteinleitung. Zwischen der Gummiplatte und dem Zylinder wurde folgender Aufbau (Aufzählung von unten nach oben) gewählt: Metallplatte von 20 x 20 cm, Kalotte, Metallzylinder, Kraftmessdose mit einer maximal aufnehmbaren Kraft von 120 kN, weitere Metallplatte. Die Funktion der einzelnen Bauteile wird im nachfolgenden Abschnitt behandelt.

Die Metallplatte auf der Gummiplatte sorgt für einen gleichmäßigen Kraftübertrag von der Kraftmessdose in die Gummiplatte. Die Kalotte auf der Metallplatte kann eine leichte Schiefstellungen zwischen dem Probekörper und dem Zylinder ausgleichen und eine gleichmäßige Kraftweiterleitung aus dem Zylinder in den Probekörper gewährleisten.

Für die Verschiebungsmessung wurden insgesamt 9 Wegaufnehmer am Probekörper aufgebaut.

Einer auf der Oberkante am freien Ende des Kragarms, zwei in der Mitte des Querschnitts am oberen Rand des Probekörper, zwei an der Unterkante, zwei in waagerechter Position am Gelenk und zwei in senkrechter Position am Gelenk.

Beim Einbau wurden die Wegaufnehmer jeweils leicht eingedrückt, um eine zuverlässige Messung zu gewährleisten. Für den Versuch wurden Wegaufnehmer mit einer maximal messbaren Verschiebung bis 10 mm am Gelenk, bis 100 mm am unteren Rand und der Seite und bis 50 mm am freien Ende gewählt.

An den Probekörpern wurde auf dem Styrodurkern alle 10 cm ein schwarzer Strich angezeichnet, um Verschiebungen und Verzerrungen oder Verschiebungen besser erkennen zu können.

Am Rechner wurden alle Messungen der 9 Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Kraft- und Wegmessung der Zylindersteuerung wurden zur Sicherheit auch noch aufgenommen.

## 6.2.2.2 Durchführung und Ergebnisse der Biegeversuche

### 6.2.2.2.1 Statische Biegeversuche G-1

Ziel des Versuches ist es, die Tragfähigkeit des Probekörpers durch eine möglichst reale Belastungssituation zu bestimmen. Die Gummiplatte im Versuch soll die Resultierende des Wasserdrucks auf dem Probekörper simulieren. Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer wie in den vorherigen Versuchen kalibriert.

Vor dem Versuchsstart wird an der Zylindersteuerung noch ein Feinabgleich vorgenommen und alle Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose werden auf 0 mm Verschiebung bzw. 0 kN gesetzt.

Beim Versuchsstart wird die Kraft im Zylinder langsam gesteigert, indem der Zylinder weggesteuert mit 0,5 mm/min nach unten fährt.

Die Last wurde bis zum Versagen erhöht. Im Abstand von 1 kN wurde der Versuch unterbrochen, um den Probekörper auf Risse zu untersuchen und diese aufzuzeichnen und die Rissbreiten mit einer Risskarte zu vermessen. Das Gelenk hat sich nicht geöffnet.

Tabelle 21: G-1 Maximallast und Max. Durchbiegung des normaler Biegeversuches

Probekörper	Maximallast	Max. Durchbiegung (unter der Lasteinleitungspunkt)
G-1	2,88 kN	50 mm

Der Versuch wurde beendet, weil eine große Zunahme der Durchbiegung auftrat, welche mit einer Abnahme der aufnehmbaren Last einherging. Das Gelenk ist gekoppelt geblieben. Es lässt sich aus Abbildung 100 erkennen, dass das System eine Gebrauchslast (zusätzlich zur Eigenlast) von ca. 2 kN (10 kN/m) mit eine Durchbiegung von ca. 4 mm abtragen kann.



## G - 1

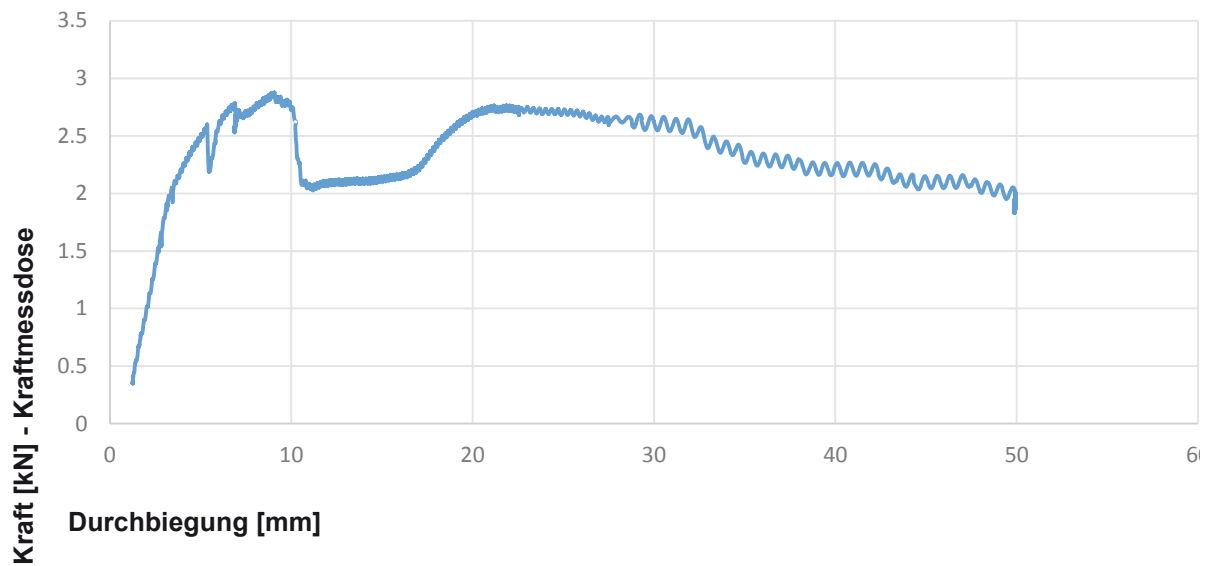


Abbildung 100: Kraft/Durchbiegungsdiagramm G1, Versagen des Gelenk/Fundamentbauteils

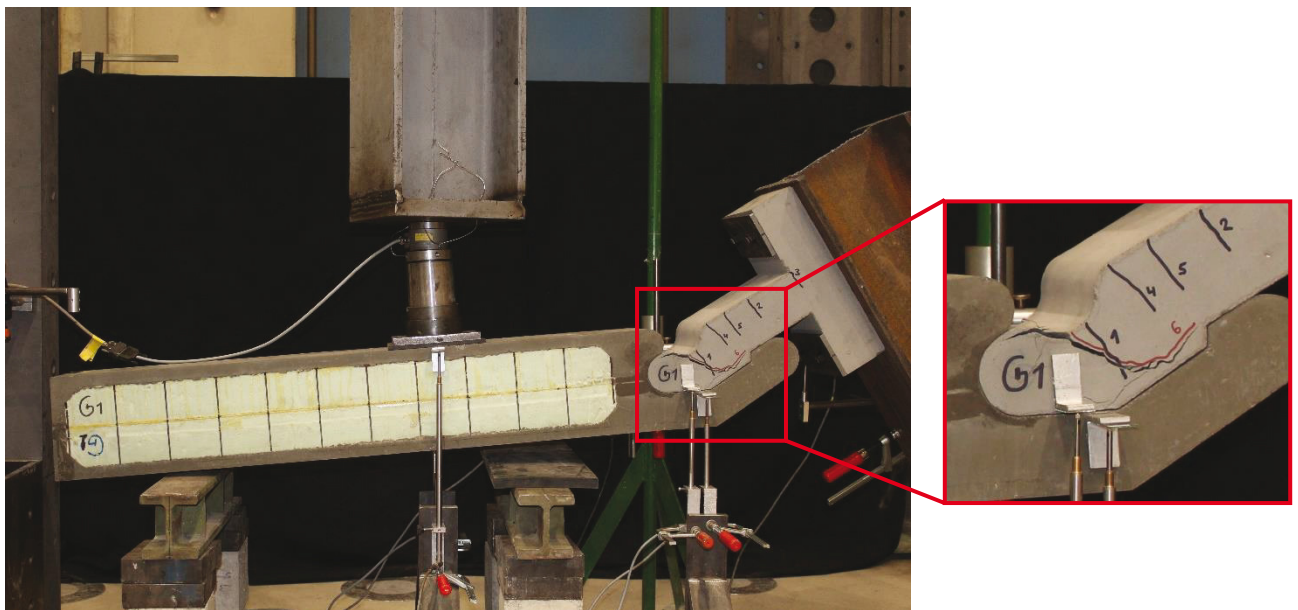


Abbildung 101: Gelenkbruch G - 1, Versagen des Gelenk/Fundamentbauteils

### 6.2.2.2 Zyklische Belastung und Resttragfähigkeit G-2

Ziel des Versuches ist es, die Tragfähigkeit des Probekörpers bei zyklischer Belastung zu bestimmen. Die Gummiplatte im Versuch soll die Resultierende des Wasserdrucks auf dem Probekörper simulieren. Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer wie in vorherigen Versuchen kalibriert. Der Versuchsaufbau ist dasselbe in F-1 (Abbildung 89).

Vor dem Versuchsstart wird an der Zylindersteuerung noch ein Feinabgleich vorgenommen und alle Wegaufnehmer und die Kraft in der Kraftmessdose werden auf 0 mm Verschiebung bzw. 0 kN gesetzt.

Beim Versuchsstart wird die Kraft im Zylinder langsam gesteigert. Während des gesamten Versuches werden die Kräfte weggesteuert erreicht.

Es wurden die Laststufen 1 kN einmal und 2 kN zehnmal angefahren. Immer nach Erreichen einer Laststufe wird der Probekörper auf 0 kN entlastet. Mit einer Geschwindigkeit von



1 mm/min wurde die Laststufe 1 kN und 5 Anfahrten der Laststufe 2 kN erreicht. Danach wurde die Geschwindigkeit auf 2 mm/min erhöht. Nach dem 10. Zyklus wurde der Probekörper bis zum Versagen belastet.

Für die spätere Auswertung wurden die Verformungen, wie in Abschnitt Versuchsaufbau bereits beschrieben, die Kraft im Zylinder und der Kraftmessdose aufgezeichnet. Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnahme in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden.

Tabelle 22: G-2 Bruchlast und Max. Durchbiegung

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
G-2	2,7 kN	15 mm

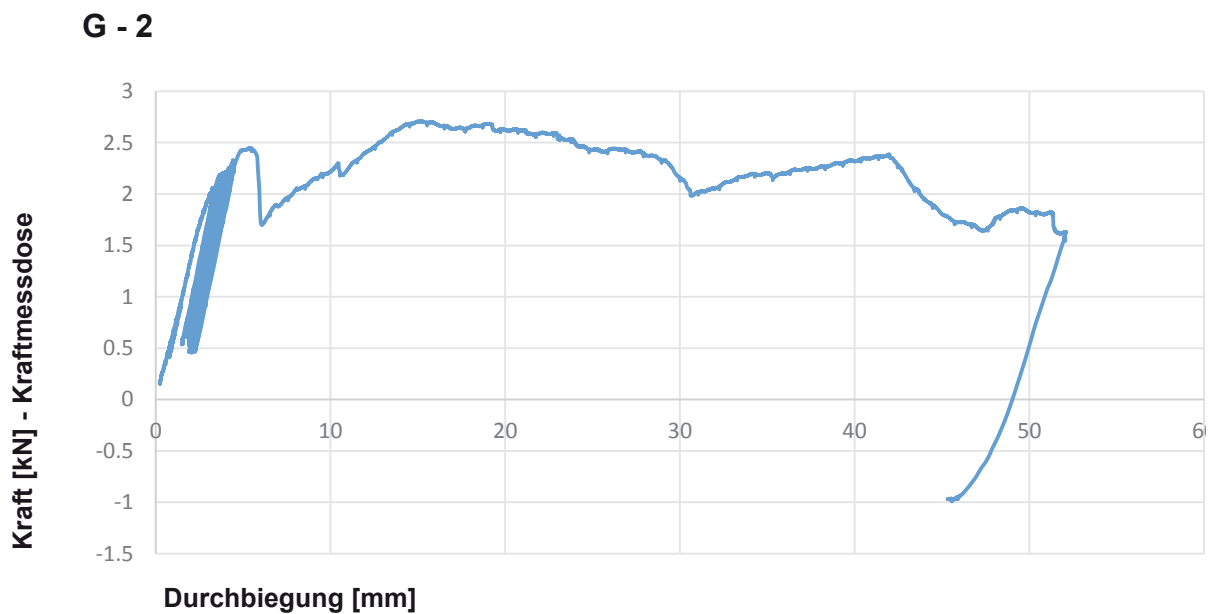


Abbildung 102: Kraft/Durchbiegungsdiagramm G-2, Bauteilversagen im Gelenkbereich

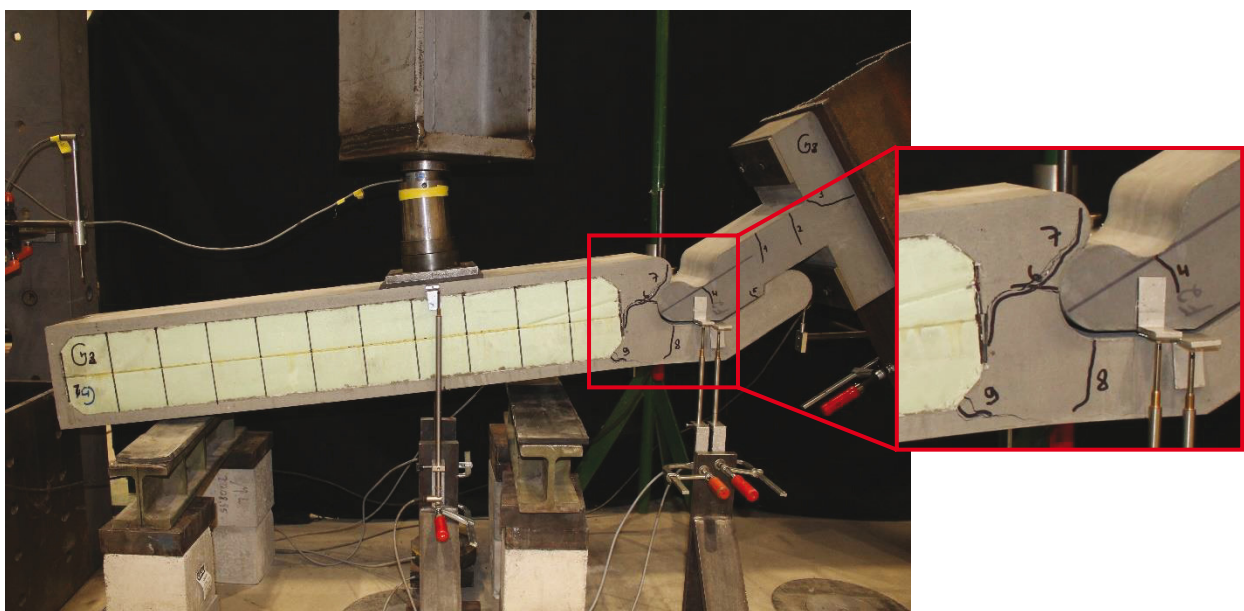


Abbildung 103: Bruchversagen G-2, Bauteilversagen im Gelenkbereich

### 6.2.2.2.3 *Dynamische Belastung und Resttragfähigkeit G-3*

Ziel des Versuches ist es, die Tragfähigkeit des Probekörpers bei dynamischer Belastung zu bestimmen. Die Gummiplatte im Versuch soll die Resultierende des Wasserdrucks auf dem Probekörper simulieren. Vor dem Start der Belastung wurden alle Wegaufnehmer wie in vorherigen Versuchen kalibriert. Der Versuchsaufbau ist dasselbe in F-1 (Abbildung 89).

Für den dynamischen Versuch wurde eine Amplitude von 1 kN mit 3 Hz ausgewählt die von 1 auf 2 kN und wieder zurück verlaufen soll. Bei so kleinen Amplituden kann der Prüfstand diese nicht über die Kraft anfahren sondern muss über eine Weg-Amplitude die Kraftamplitude simulieren.

Vor dem eigentlichen Versuch muss die Weg-Amplitude ermittelt werden. Hierfür wird der Probekörper auf 2 kN vorbelastet. Bei 2 und 1 kN wird die jeweilige Auslenkung des Zylinders gemessen und notiert. Diese werden über das Steuerungsprogramm dem Zylinder mit der gewählten 3 Hz vorgegeben.

Es wurden eine Millionen Zyklen mit dieser Amplitude gefahren. Anschließend wurde die Resttragfähigkeit mit der einer Geschwindigkeit von 1mm/min geprüft. Mit dem Versagen wurde der Versuch beendet.

Nach 477.125 Zyklen kam es durch einen Ausfall der Hydraulik im Zylinder zu einem Versagen des Fundamentbauteils. Da noch ein weiteres Fundamentbauteil vorhanden war, konnte der Versuch nach dessen Einbau fortgesetzt werden.

Für die spätere Auswertung wurden die Verformungen, wie in Abschnitt Versuchsaufbau bereits beschrieben, die Kraft im Zylinder und der Kraftmessdose aufgezeichnet. Mit Hilfe des Mittelwertes der Wegaufnehmer in der Mitte unten und der Kraft kann später für die Auswertung ein Kraft-Verformungsdiagramm gezeichnet werden. Der dynamische Versuch läuft über 3 Tage und es wurden Messdaten in einer Frequenz von 50 Hz aufgenommen. Um nicht zu viele Messdaten zu erhalten wurden nur jede Minute für 10 sec. Messdaten aufgezeichnet.

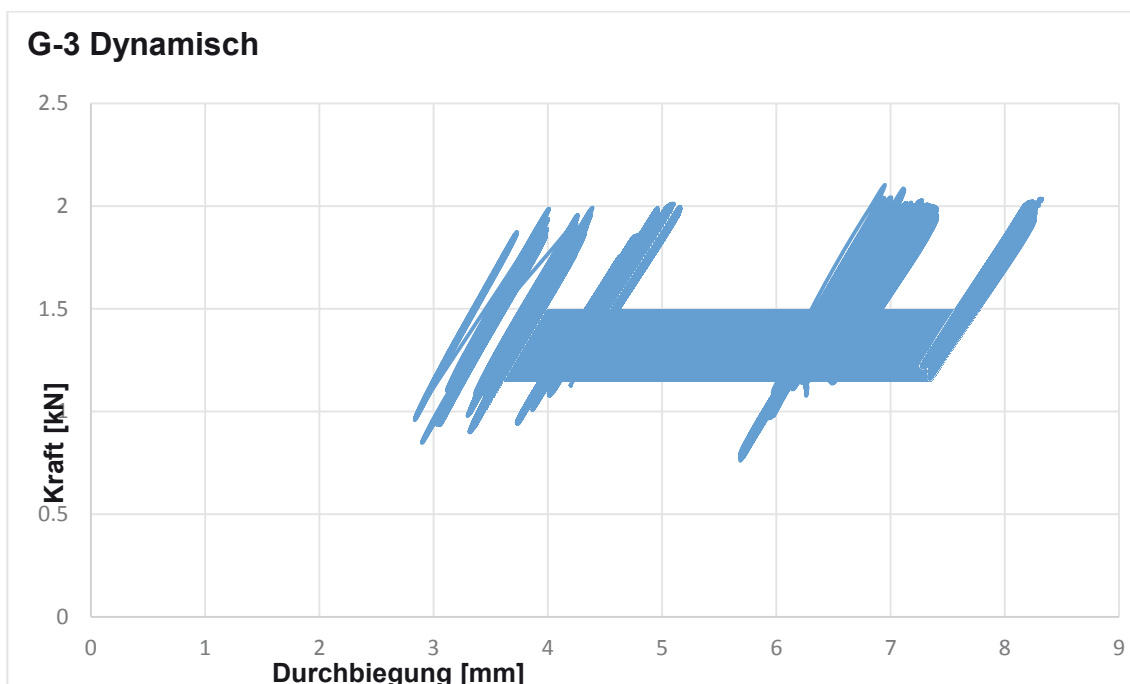


Abbildung 104: zeigt das Kraft/Durchbiegungsdiagramm der Probekörper G-3 während der dynamischen Belastung, der Ausfall ist wegen des Umtausches des Fundamentbauteils.

Tabelle 23: G-3 Resttragfähigkeit nach 1.000.000 Zyklen

Probekörper	Bruchlast	Max. Durchbiegung
G-3	3,96 kN	9,71mm

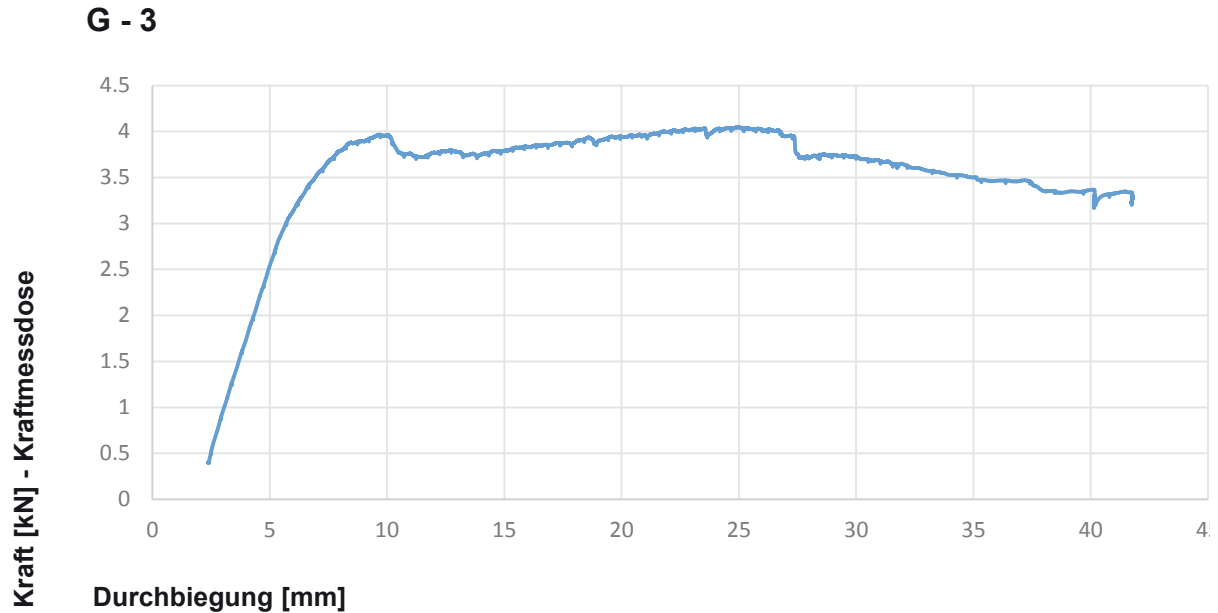


Abbildung 105: Kraft/Durchbiegungsdiagramm G-3, Versagen des Gelenk/Sperrenbauteils

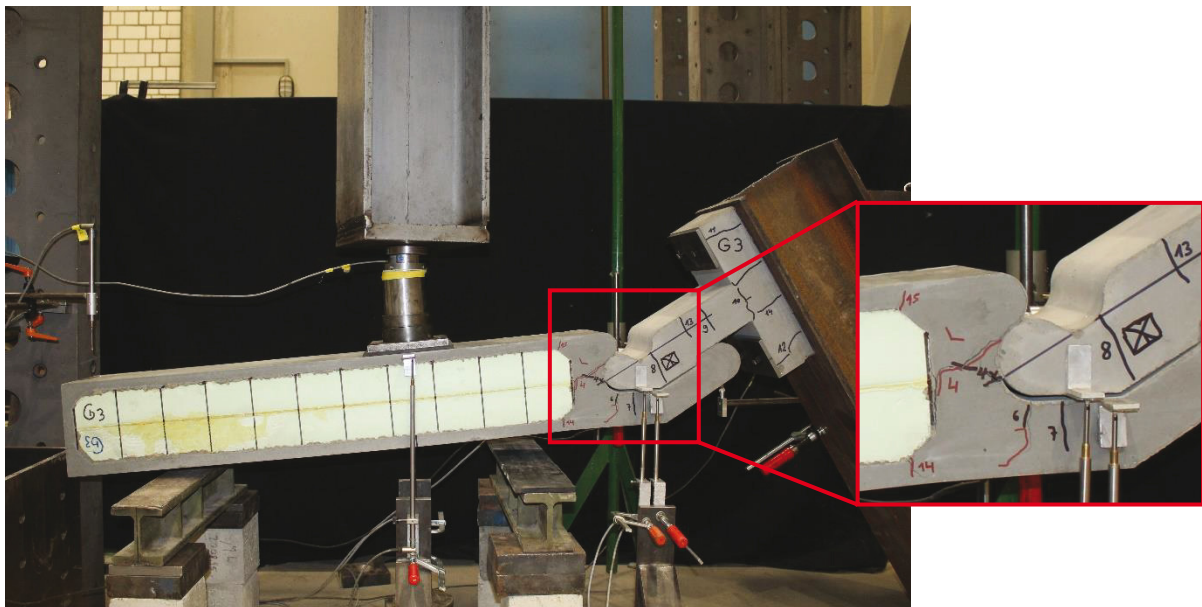


Abbildung 106: Resttragfähigkeit, Bruchversagen, G-3, Bauteilversagen im Gelenkbereich

### 5.3 Testen des Prototypen in Feldversuchen

Zum Überprüfen der Funktionalität der Anlage, wurde ein Prototyp in einen speziell dafür konzipierten Versuchsaufbau eingebaut. Die Idee, einen Prototyp in realen Bedingungen an einem externen Standort zu testen, wurde aus Zeitgründen, Kostengründen und wegen der Abhängigkeit von starken Hochwasserereignissen verworfen. Der Versuchsaufbau besteht aus einem Stahlrahmen der von innen mit Plexiglas zugemacht wurde. Die Ecken wurden mit Bitumenstreifen abgedichtet. Da der Wasserdruck die Glasscheibe bei Vorversuchen stark

ausbeulte wurden, fünf horizontale Aussteifungsträger über den Seite des Stahlrahmens verteilt.

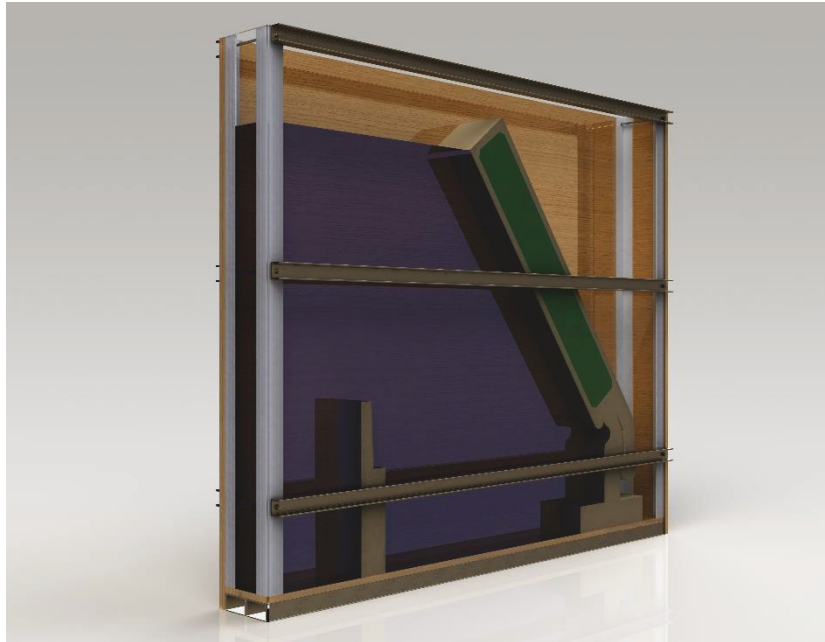


Abbildung 107: Konzeptskizze, Versuchsaufbau

Ein Prototyp der Reihe F wurde eingesetzt. Dieser wurde mit Bolzen am Boden des Kastens fixiert. Die Kontaktfläche zwischen dem Fundament und der Sperre wurde dünn eingefettet. Um den Einsatz simulieren zu können, wurde vom Fundament zum Gelenk und von Gelenk zum Prüfkörperende der Prototyp mit Styrodur und Bitumen mit den Seitenscheiben abgedichtet. An beiden Seiten der Sperre wurden zwei Metallwinkel aufgeklebt und daran wurden Lamellendichtungen eingebaut. Dadurch wurde die Dichtheit der Sperre mit den Seitenscheiben gewährleistet.



Abbildung 108: Versuchsaufbau ungefüllt

- 1- Metallwinkel, 2- Lamellendichtung montiert auf dem Winkel, 3- Dichtung zwischen dem Fundament und den Seitenscheiben

Wenn nun Wasser von oben im Kasten fließt, kann der Wasserstand bis zum Erreichen des Einsatzzustands der Hochwassersperre erhöht werden. Zum Ablassen des Wassers wurde an



der Seite eine im Durchmesser 10 cm große Armatur installiert, welche den Kasten in 25 Sekunden entleeren kann. Damit kann man den plötzlichen Rückgang des Wassers simulieren und prüfen, ob hierdurch ein Herauspringen des Gelenkes bewirkt werden kann.

Es wird Wasser über einen Schlauch konstant von der oberen rechten Ecke in den Kasten eingefüllt. Der Wasserspiegel steigt stetig. Wenn der Wasserspiegel die Höhe der seitlichen Abdichtung der Hochwassersperre überschreitet, schwimmt diese mit auf. Die Hochwassersperre dreht sich über das Gelenk mit dem steigenden Wasser weiter, bis sie im finalen Einsatzzustand stehen bleibt. Das Wasser kann anschließend noch bis zur obersten Kante der Sperre steigen (Abbildung 109).

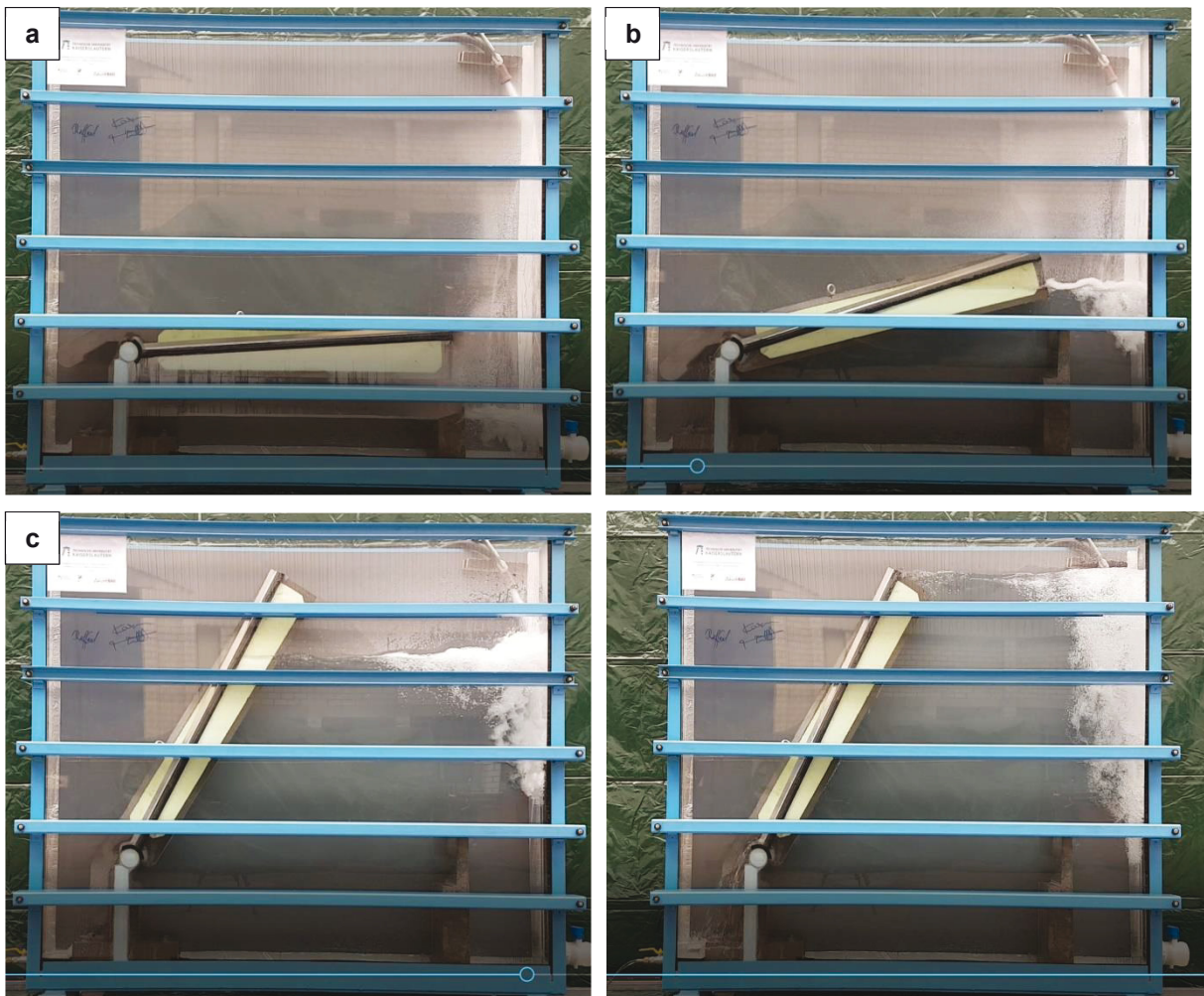


Abbildung 109: Versuchsablauf steigender Wasserspiegel, a) Ruhezustand, b) schwach ausgelenkte Sperre, c) stark ausgelenkte Sperre, d) Einsatzzustand

Beim Ablassen des Wassers bleibt die Sperre zunächst in der aufgeklappten Lage. Erst nach Abfall des Wasserstandes auf halbe Höhe neigt sich die Sperre und findet ein Gleichgewicht mit den Auftriebskräften. Den Rest des Weges bis zum Ruhezustand fällt die Sperre gleichmäßig mit dem Wasserspiegel (Abbildung 110 ).

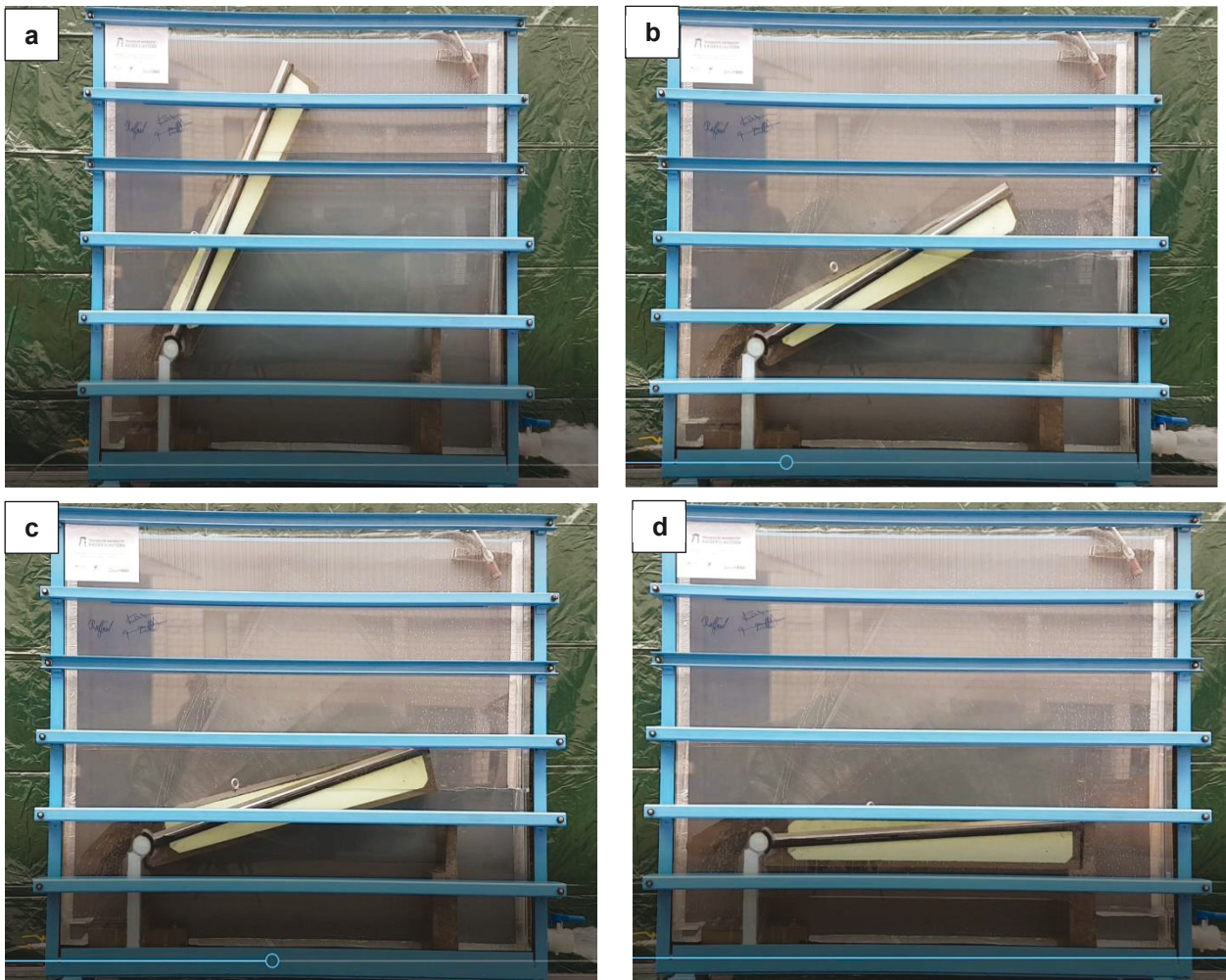


Abbildung 110: Versuchsablauf fallender Wasserspiegel, a) Einsatzzustand, b) stark ausgelenkte Sperre, c) schwach ausgelenkte Sperre, d) Ruhezustand

Um die Funktionalität des Systems sicherstellen zu können, muss eine seitliche, der Positionierung der Sperre folgende Abdichtung gegenüber benachbarten Sperrern oder Randwänden erfolgen. Das hierfür verfolgte Konzept kann Abbildung 111 entnommen werden. Hierfür kommt ein Queldichtungsband, welches bei Kontakt mit der Flüssigkeit aufquillt, zum Einsatz. Der Bandquerschnitt besteht aus einem Kern aus Quellmaterial und einem Gummimantel, der nach dem erwünschten Profil hergestellt wird (<http://www.gkt-gmbh.com/produkte/queldichtungen/index.html>, [letzter Zugriff 25.05.2017]).

Abbildung 112 zeigt die Position der Dichtung sowie die Form der Seitenaufleger und die Verbindung sowohl mit der Sperre als auch mit dem Fundament.



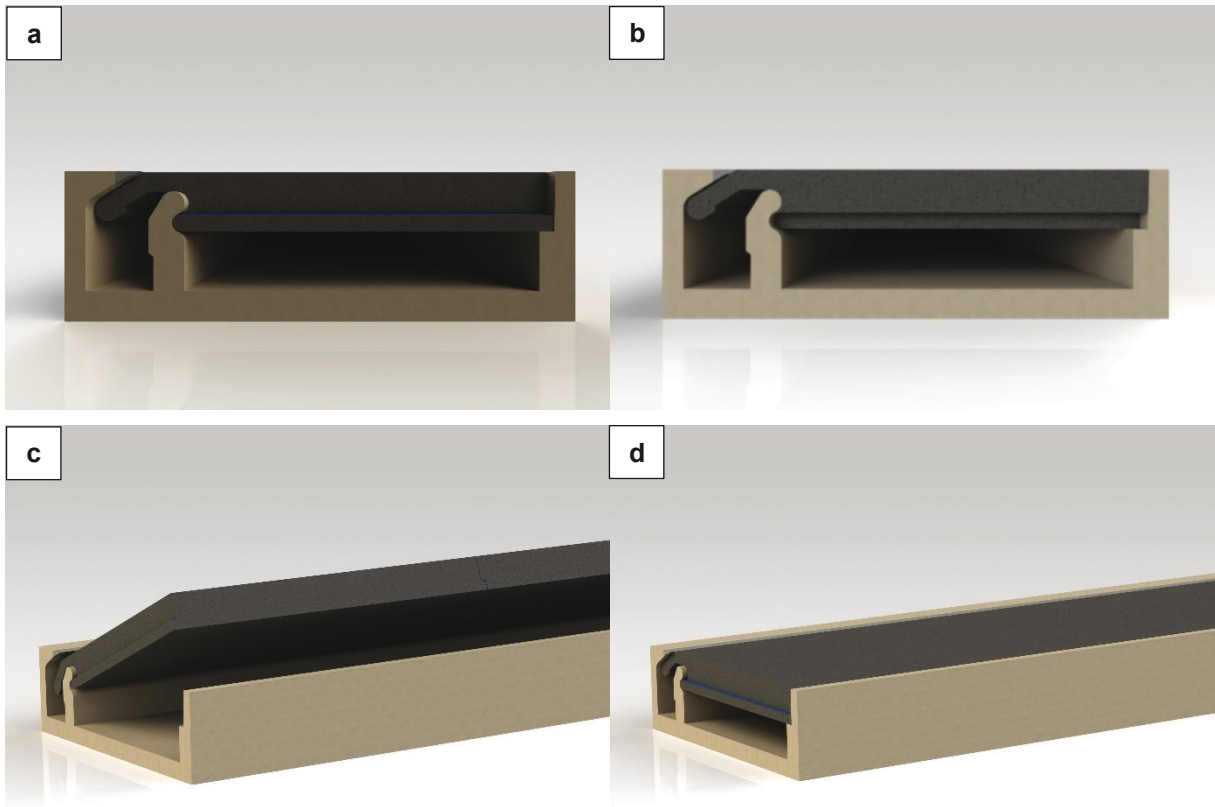
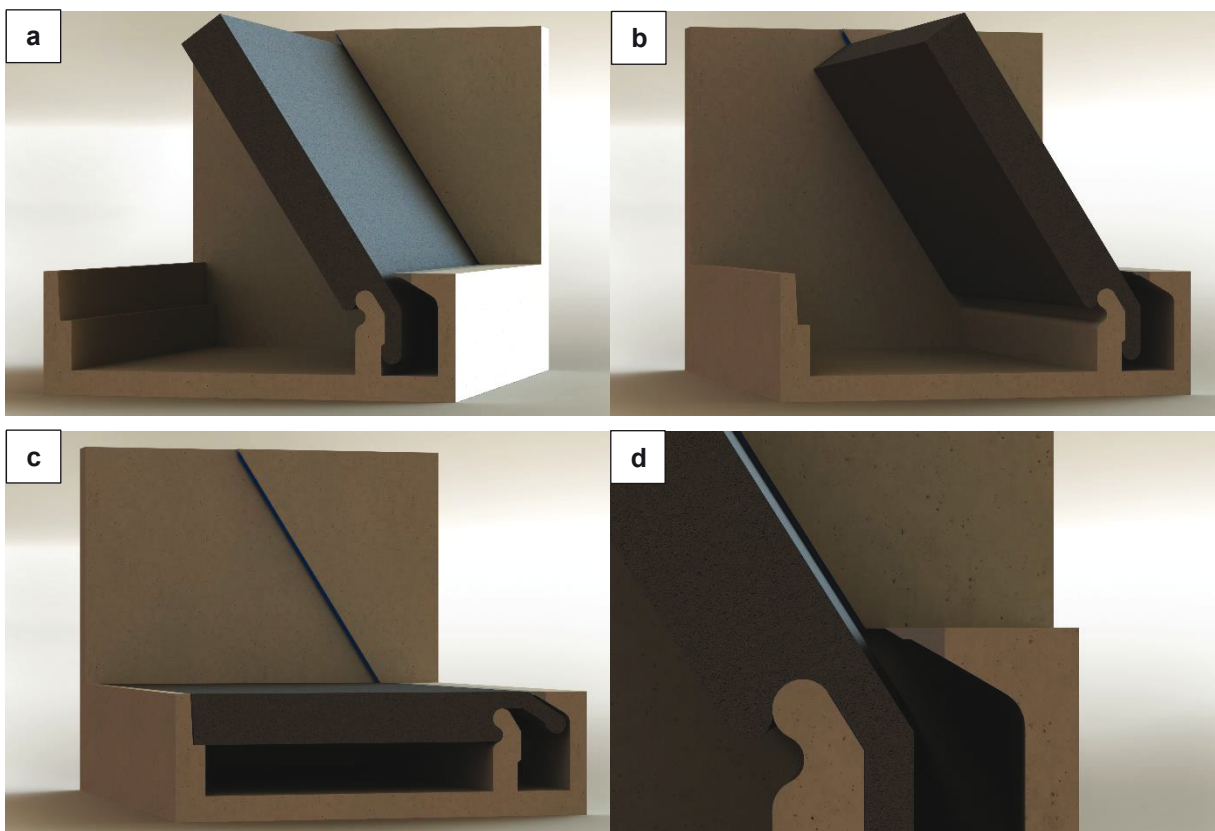


Abbildung 111(a, b, c, d): Verbindung zwischen zwei Sperren-Elementen sowie Position der Dichtung



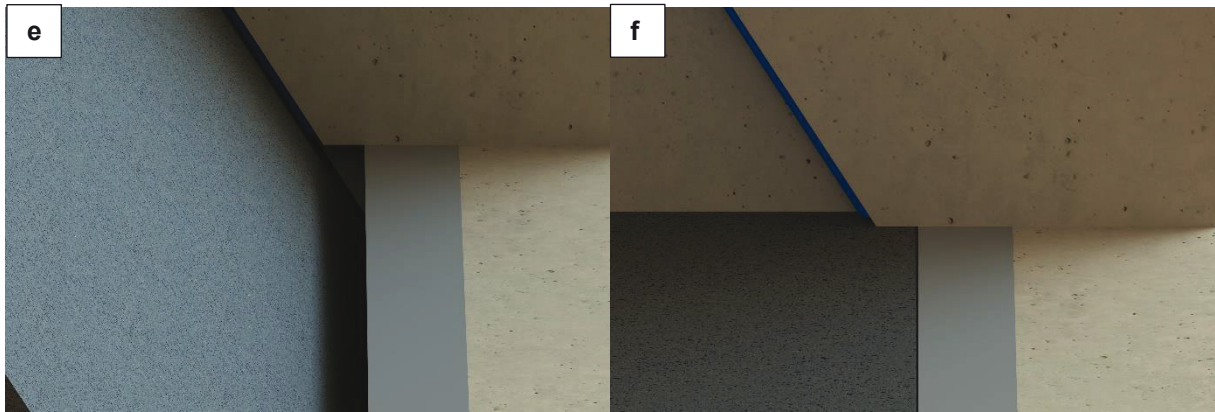


Abbildung 112 (a, b, c, d, e, f): Seitenverankerung der Sperre am Rand sowie Position der Dichtung

Falls das System auf langen Strecken - zum Beispiel bei Promenaden eingesetzt werden soll – besteht grundsätzlich die Möglichkeit, dass sich das Hochwasser nicht gleichzeitig in gleicher Höhe auf der gesamten Länge des Systems aufstaut. In diesem Fall soll es ein Element geben, welches die Verbindung zwischen den einzelnen Segmenten in Längsrichtung in angemessenen Abständen auskoppelt. Abbildung 113 zeigt das Konzept für das Element und seine Funktionalität.

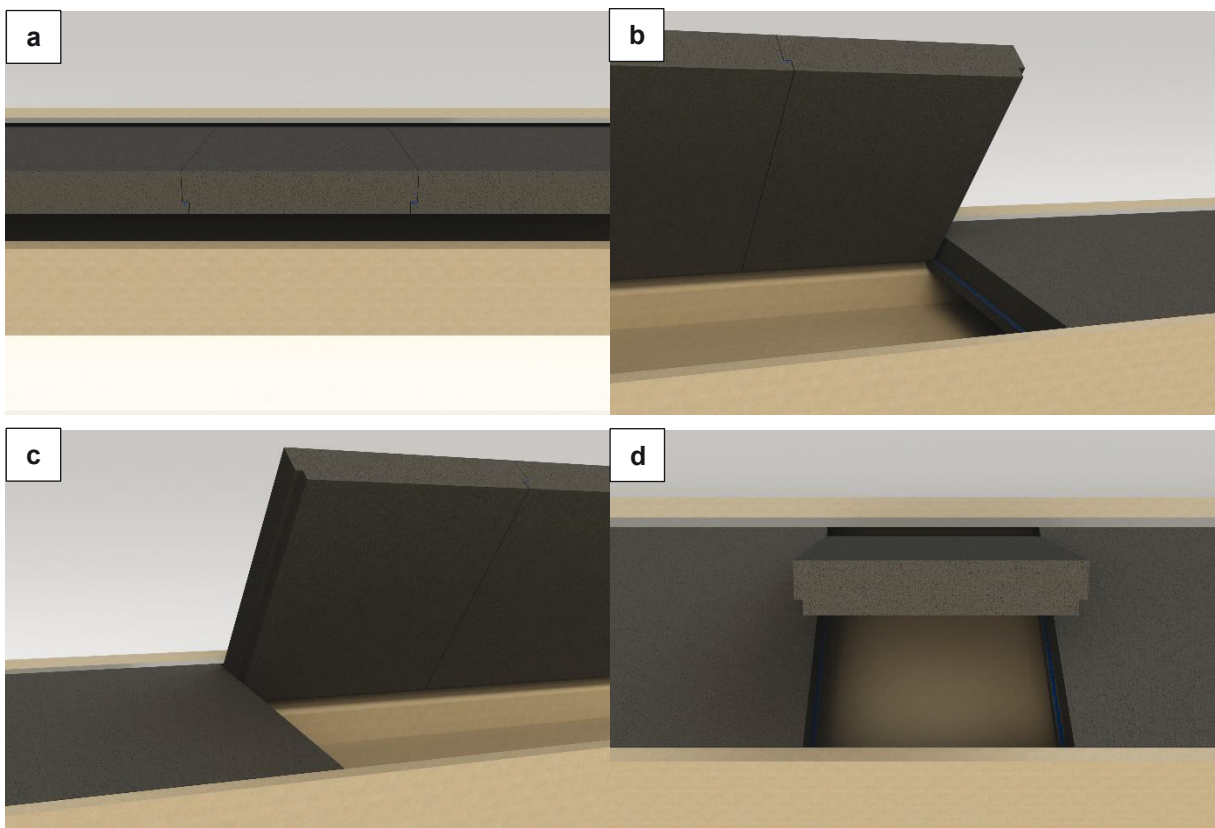


Abbildung 113(a, b, c, d): Details des Auskopplung- Sperrenlements

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Der vorliegende Abschlussbericht umfasst die in der Projektlaufzeit erzielten Ergebnisse. In dieser Zeit wurden die grundlegenden Anforderungen recherchiert und es wurde eine Konstruktion entwickelt, die durch die konsequente Anwendung der Sandwichtechnik sowie ein neuartiges Betongelenk gekennzeichnet ist.

Es wurden insgesamt 23 Versuche an 21 Probekörpern durchgeführt, um die Eignung des Systems nachzuweisen. Alle Versuche haben bestätigt, dass die vorausberechnete Tragfähigkeit sowie die Funktionsfähigkeit der gewählten Konstruktion gegeben ist.

Die Ergebnisse der Versuchsreihen A und B zeigten, dass die Tragfähigkeit der Probekörper durch das Verkleben von Styrodurplatten zu Sandwichkernen nicht beeinträchtigt wird.

Die Ergebnisse der Serien C und D zeigten, dass die gemessene Tragfähigkeit von geometrisch vereinfachten Probekörpern mit der berechneten Tragfähigkeit übereinstimmt. Die Dimensionierung der Sperre mit 6 Lagen Mikrobewehrung ist ausreichend, um eine Radlast von 50 kN abzutragen. Die unter Radlast auftretende Durchbiegung beträgt weniger als 3 mm und ist damit kleiner als die angestrebte maximale Durchbiegung von  $l/200$  für kurzzeitige Beanspruchung und auch  $l/100$  unter Dauerlast.

Die experimentellen Untersuchungen ergaben zunächst, dass die maßgebende Versagensart der Probekörper mit vereinfachter Geometrie ein Zugversagen der unteren Bewehrung am ausgeklinkten Auflager war, was eine Änderung der Bewehrungsführung in diesem Bereich nach sich zog. Die Veränderung der Bewehrung im Bereich des Querschnittsprungs (Serie D) bewirkte eine deutliche Verbesserung der Tragfähigkeit des Probekörpers.

Im Vergleich mit Serie B konnte in der Serie C infolge einer Umstellung von Styrodur-TYP XP1 auf XP2 die maximale Pressenkraft um ca. 8 kN gesteigert werden. Ein Abscheren des Styrodurkerns wurde nur in der Serie A betrachtet (XP1).

In der Serie E wurden die Probekörper in einem karusellartigen Versuchsstand mit einem gummiereiften Rad bei einer Radlast von 5 kN, welche der üblichen Straßenverkehrslast (halbe Achsenlast eines Personenkraftwagens) entspricht, überfahren. Nach 25.000 Umdrehungen (Überfahrten) wurde die Resttragfähigkeit des Sandwichelementes geprüft. Nach dem Überfahrversuch wiesen die Probekörper E-A und E-B minimale Verformungen  $< 1\text{ mm}$  und feine Risse mit Rissbreiten  $< 0.2\text{ mm}$  auf. Probekörper E-A und E-B (Breite 70 cm) der vereinfachten Geometrie zeigten eine Bruchlast von ca. 65 bis 70 kN. Dies entspricht einer Bruchlast von mindestens 90 kN/m und einer Gebrauchslast von ca. 60 kN/m, was die Gebrauchs-Achslast eines Feuerwehrfahrzeugs (50 kN) übersteigt.

In der Serie F wurde die Sperre mit dem Gelenk und Fundamentteil im Originalmaßstab im Ruhezustand untersucht. Der Probekörper F-1 (Breite 20 cm) wurde in einem 3 Punkt-Biegeversuch geprüft und wies eine Bruchlast von ca. 25 kN und eine Gebrauchslast von ca. 15 kN auf. Der Versuchskörper F-2 (Breite 20 cm) wies nach zyklischer Belastung die gleiche Bruchlast auf. Der Probekörper F-3 zeigte nach 1 Mio. Lastzyklen eine Bruchlast von 19.4 kN und damit eine Reduzierung um etwa 20%. Das bedeutet, dass die Sperre eine Bruchlast von ca. 125 kN/m und eine Gebrauchslast von ca. 75 kN/m ertragen kann. Die maximal erwartete Gebrauchslast im Einsatzzustand beträgt 50 kN/m, was der Radlast eines Feuerwehrwagens entspricht.

In der Serie G wurde die Sperre mit Gelenk und Fundamentteil im Originalmaßstab im Einsatzzustand untersucht. Der Probekörper G-1 (Breite 20 cm) wurde in einem Biegeversuch geprüft und wies eine Maximallast von ca. 3 kN auf. Der Versuchskörper G-2 (Breite 20 cm) wies die gleiche Maximallast nach der zyklischen Belastung auf. Probekörper G-3 wies nach 1 Mio. Lastzyklen eine Maximallast von 4 kN auf. In allen drei Fällen sprang die Sperre nicht aus dem Gelenk hängen. Der Versuch wurde wegen der großen Verformungen abgebrochen. Darauf basierend wird eine Gebrauchslast 10 kN/m festgelegt. Der maximal zu erwartende Wasserdruck im Einsatzzustand beträgt ca. 7 kN/m.

### **Ausblick**

Momentan laufen die numerischen Untersuchungen an dem System mit dem Ziel, deren Ergebnisse mit den experimentellen Ergebnissen zu vergleichen und weitere Erkenntnisse über das Trag- und Verformungsverhalten dieses Hochwasserschutzsystems zu gewinnen. Die Berechnungen konnten innerhalb der Projektlaufzeit wegen unerwarteter Probleme bei der Modellierung nicht abgeschlossen werden.

Die Veröffentlichung der gewonnenen Ergebnisse in Fachzeitschriften des Konstruktiven Ingenieurbaus sowie des Hochwasserschutzes ist geplant. Der Aufbau einer Pilotanlage von 5 – 10 m Länge mit Unterstützung einer Kommune in Rheinland-Pfalz ist für die nahe Zukunft beabsichtigt.

### **Danksagung**

Den Firmen Novacrete, Rett und BASF danken wir für viele fachliche Diskussionen und großzügige Unterstützung mit Materialien. Ihre Unterstützung hat sehr zum Erfolg des Projektes beigetragen.

## 7 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Theoretische Darstellung eines Dammbalkensystems [BWK, 2005] .....	5
Abbildung 2: Aufschwimmbares System, Ruhe- und Einsatzzustand [BWK, 2005].....	7
Abbildung 3: Aufschwimmbares, klappbares System, Ruhezustand [BWK, 2005].....	9
Abbildung 4: Aufschwimmbares, klappbares System, Einsatzzustand [BWK, 2005].....	9
Abbildung 5: Hochwasserbarriere am Zufahrtstor der Firma Yamanouchi [Quelle: <a href="http://www.hyflo.nl/Project_En.html">http://www.hyflo.nl/Project_En.html</a> , Zugriff am: 18.06.2016] .....	13
Abbildung 6: Hochwasserbarriere am Zufahrtstor des Unternehmens [1] .....	14
Abbildung 7: Bauarbeiten auf der Ausfahrtsstraße des Parkplatzes [2] .....	14
Abbildung 8: Fertiggestellte Barriere in der Ausfahrtsstraße des Parkplatzes [2] .....	15
Abbildung 9: Barriere im Einsatzzustand am 13. August 2015 [2].....	15
Abbildung 10: Links der Eingangsbereich und rechts der Heizungskeller, der Knetief unter Wasser stand [Quelle: <a href="http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html">http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html</a> Zugriff am: 18.06.2016] .....	16
Abbildung 11: Eingebaute Klappschotts der Firma Anhamm, links am Hauseingang, rechts an der Zufahrt zur Tiefgarage [Quelle: <a href="http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html">http://www.architekten24.de/produkte/produkte-ueberschwemmungsschutz/8626-anhamm-ueberschwemmungsschutz-klappschott/index.html</a> Zugriff am: 18.06.2016] .....	16
Abbildung 12: Klappschott der Firma Reitthaler an einem Eingang im Werkhof der Klinik Johanneum in Wildeshausen [Quelle: Homepage <a href="http://www.hochwassersicherheit.com/">http://www.hochwassersicherheit.com/</a> Zugriff am: 18.06.2016] .....	17
Abbildung 13: a) seitliche Ansicht des Entwurfs im Ruhezustand. b) seitliche Ansicht im Einsatzzustand. c) Styrodurkern und die Position der Bewehrung bzw. der Mikrobewehrung .....	21
Abbildung 14: Abmessungen die Bewehrung, Kennzeichnung von UHPC und Normalbeton Baustoffe .....	22
Abbildung 15: Geometrie der vereinfachten Probekörper (cm) .....	23
Abbildung 16: Vereinfachtes System .....	23
Abbildung 17: Heißdrahtschneidemaschine.....	28
Abbildung 18: Schalung für die Probekörper .....	28
Abbildung 19: Zusätzliche Bewehrung für die Probekörper der Serie D.....	29
Abbildung 20: Mikrobewehrung .....	30
Abbildung 21: Versuchsaufbau .....	30
Abbildung 22: Skizze des Versuchsaufbaus sowie die Lage der Wegaufnehmer. ....	32
Abbildung 23: Kraft/Durchbiegungsdiagramm A1, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	34
Abbildung 24: Kraft/Durchbiegungsdiagramm A2, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	34
Abbildung 25: Kraft/Durchbiegungsdiagramm A3, versagen der vertikalen Betondeckschicht und lösen des vertikalen Verbundes zwischen Deckschicht und Kern .....	35
Abbildung 26: Kraft/Durchbiegungsdiagramm B2, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	35
Abbildung 27: Kraft/Durchbiegungsdiagramm B3, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	36
Abbildung 28: Kraft/Durchbiegungsdiagramm C1, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	36
Abbildung 29: Kraft/Durchbiegungsdiagramm C2, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	37
Abbildung 30: Kraft/Durchbiegungsdiagramm C3, plötzliches Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	37
Abbildung 31: Kraft/Durchbiegungsdiagramm D1, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	38
Abbildung 32: Kraft/Durchbiegungsdiagramm D2, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	38



---

Abbildung 33: Kraft/Durchbiegungsdiagramm D3, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	39
Abbildung 34: A1 .....	39
Abbildung 35: A2 .....	39
Abbildung 36: A3 .....	39
Abbildung 37: B1 .....	40
Abbildung 38: B2 .....	40
Abbildung 39: B3 .....	40
Abbildung 40: C1 .....	40
Abbildung 41: C2 .....	40
Abbildung 42: C 3 .....	41
Abbildung 43: D1 .....	41
Abbildung 44: D2 .....	41
Abbildung 45: D3 .....	41
Abbildung 46: Versagensarten der Probekörper A1, A2 und A3 .....	41
Abbildung 47: Versagensarten der Probekörper B1, B2 und B3 .....	42
Abbildung 48: Versagensarten der Probekörper C1, C2 und C3 .....	42
Abbildung 49: Versagensarten der Probekörper D1, D2 und D3 .....	42
Abbildung 50: Ansicht des Prüfstandes von verschiedenen Seiten .....	43
Abbildung 51: Prüfstand während des Versuchs mit runder Bodenplatte .....	43
Abbildung 52: Sicherheitszaun .....	44
Abbildung 53: Schaltkasten mit Zählwerk und Notausschalter .....	44
Abbildung 54: Konzept für die Befestigung der Prüfkörper auf dem Versuchsstand .....	44
Abbildung 55: Radstand Versuchsaufbau .....	45
Abbildung 56: Befestigungskonstruktion offene Seite .....	45
Abbildung 57: Befestigungskonstruktion geschlossene Seite .....	45
Abbildung 58: Vereinfachtes System zur Ermittlung der benötigten Totlast .....	45
Abbildung 59: zeigt den Versuchsstand während des Versuches .....	46
Abbildung 60: Hilfszeichnung zur Anleitung der Messung .....	46
Abbildung 61: Prüfkörper A, Riss 4 .....	48
Abbildung 62: Prüfkörper A, Riss 9 .....	48
Abbildung 63: Prüfkörper B, Riss 1 .....	48
Abbildung 64: Prüfkörper B, Riss 2 .....	48
Abbildung 65: Durchbiegung Achse 4, vor und nach dem Versuch .....	48
Abbildung 66: Durchbiegung Achse 7, vor und nach dem Versuch .....	49
Abbildung 67: Durchbiegung Achse 8, vor und nach dem Versuch .....	49
Abbildung 68: Durchbiegung Achse 3, vor und nach dem Versuch .....	50
Abbildung 69: Durchbiegung Achse 1, vor und nach dem Versuch .....	50
Abbildung 70: Durchbiegung mittlere Achse, vor und nach dem Versuch .....	51
Abbildung 71: Durchbiegung Achse 2 .....	51
Abbildung 72: Versuchsaufbau des Biegeversuchs der Serie E .....	52
Abbildung 73: Bauteilversagen B, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	53
Abbildung 74: Bauteilversagen A, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	53
Abbildung 75: Kraft/Durchbiegungsdiagramm E-A, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	54
Abbildung 76: Kraft/Durchbiegungsdiagramm E-B, Versagen bei Querschnittsänderung am linken Auflager .....	54
Abbildung 77: 3D Modell des Systems im Ruhezustand .....	55
Abbildung 78: Lagerungsbedingungen im Ruhezustand .....	55
Abbildung 79: 3D Modell des Systems im Einsatzzustand .....	56
Abbildung 80: Lagerungsbedingungen im Einsatzzustand .....	56
Abbildung 82: Vernetzung des System im Ruhezustand .....	57
Abbildung 81: verfeinerte Vernetzung in einigen Bereichen .....	57
Abbildung 83: Einsatzform Sperre .....	59
Abbildung 84: Einsetzform Gelenk/Fundament .....	59
Abbildung 85: Schalung mit Bewehrung .....	59



---

Abbildung 86: Schalung Gelenk/Fundament.....	59
Abbildung 87: die Schalung der Sperre mit Kern, Mikrobewehrung und einsatzform. ....	60
Abbildung 88: Prototyp Hochwassersperre, a) und b) Ruhezustand, c) Einsatzzustand .....	60
Abbildung 89: Versuchsaufbau Ruhezustand, Skizze mit Maße für den Einbau .....	61
Abbildung 90: Versuchsaufbau Ruhezustand .....	62
Abbildung 91: Kraft/Durchbiegungsdiagramm F-1, Versagen der Mikrobewehrung in der unteren Schicht .....	63
Abbildung 92: Biegebruchversagen F-1, Versagen der Bewehrung am unteren Bauteilrand in der Mitte .....	64
Abbildung 93: Kraft/Durchbiegungsdiagramm F-2, Versagen der Mikrobewehrung in der unteren Schicht .....	65
Abbildung 94: Resttragfähigkeit, Biegebruchversagen, F-2, Versagen der Mikrobewehrung in der unteren Schicht .....	65
Abbildung 95: zeigt das Kraft/Durchbiegungsdiagramm der Probekörper F-3 während der dynamischen Belastung für die ersten 250T und die letzten 30T Zyklen. ....	66
Abbildung 96: Kraft/Durchbiegungsdiagramm F-3, Versagen der Bewehrung in der unteren Schicht. ....	67
Abbildung 97: Resttragfähigkeit, Biegebruchversagen, F-3, Versagen der Bewehrung in der unteren Schicht. ....	67
Abbildung 98: Versuchsaufbau Einsatzzustand, Skizze mit Maße für den Einbau .....	68
Abbildung 99: Versuchsaufbau Einsatzzustand .....	68
Abbildung 100: Kraft/Durchbiegungsdiagramm G1, Versagen des Gelenk/Fundamentbauteils .....	70
Abbildung 101: Gelenkbruch G -1, Versagen des Gelenks/Fundamentbauteils .....	70
Abbildung 102: Kraft/Durchbiegungsdiagramm G-2, Bauteilversagen im Gelenkbereich .....	71
Abbildung 103: Bruchversagen G-2, Bauteilversagen im Gelenkbereich .....	71
Abbildung 104: zeigt das Kraft/Durchbiegungsdiagramm der Probekörper G-3 während der dynamischen Belastung, der Ausfall ist wegen des Umtausches des Fundamentbauteils. ....	72
Abbildung 105: Kraft/Durchbiegungsdiagramm G-3, Versagen des Gelenk/Sperrenbauteils .....	73
Abbildung 106: Resttragfähigkeit, Bruchversagen, G-3, Bauteilversagen im Gelenkbereich. ....	73
Abbildung 107: Konzeptskizze, Versuchsaufbau .....	74
Abbildung 108: Versuchsaufbau ungefüllt.....	74
Abbildung 109: Versuchsablauf steigender Wasserspiegel, a) Ruhezustand, b) schwach ausgelenkte Sperre, c) stark ausgelenkte Sperre, d) Einsatzzustand .....	75
Abbildung 110: Versuchsablauf fallender Wasserspiegel, a) Einsatzzustand, b) stark ausgelenkte Sperre, c) schwach ausgelenkte Sperre. d) Ruhezustand .....	76
Abbildung 111(a, b, c, d): Verbindung zwischen zwei Sperren-Elementen sowie Position der Dichtung .....	77
Abbildung 112 (a, b, c, d, e, f): Seitenverankerung der Sperre am Rand sowie Position der Dichtung .....	78
Abbildung 113(a, b, c, d): Details des Auskopplung- Sperrenlements.....	78

## 8 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Eckdaten mobiler Hochwasserschutzsysteme [verändert nach BLAUTH, 2016] ...	6
Tabelle 2: Eckdaten einzelnen Systeme im Vergleich mit den Angaben des BWK Merkblattes 6 [verändert nach BLAUTH, 2016].....	12
Tabelle 3: Vor- und Nachteile von selbstständig aufschwimmbaren Hochwassersystemen (nach Blauth, 2016 [3]) .....	19
Tabelle 4: Bestandteile der verwendeten UHPC-Mischung .....	26
Tabelle 5: Rohdichte und Druckfestigkeiten der verwendeten XPS-Sorten.....	26
Tabelle 6: Versuchsreihen im Vergleich .....	27
Tabelle 7: Materialeigenschaften der verwendeten Drahtgittermatten (Hauser 1999).....	30
Tabelle 8: Ergebnisse der Serien .....	33
Tabelle 9: V1 Bruchbilder .....	39
Tabelle 10: V2 Bruchbilder .....	40
Tabelle 11: V3 Bruchbilder .....	40
Tabelle 12: V4 Bruchbilder .....	41
Tabelle 13: Auflistung der Risse im Probekörper E-A und E-B .....	47
Tabelle 14: Rissbildung (Beispiele) .....	48
Tabelle 15: in den Programm Abaqus eingestellte Materialparameter .....	56
Tabelle 16: Verwendung und Eigenschaft der Kontaktflächen .....	57
Tabelle 17: F-1 Bruchlast und Durchbiegung der 3 Punkt-Biegeversuche .....	63
Tabelle 18: F-2 Bruchlast und Durchbiegung der 3 Punkt-Biegeversuche .....	64
Tabelle 19: Resttragfähigkeit nach 1.000.000 Zyklen .....	66
Tabelle 20: die Zusammenpressung des Styrodurkerns .....	67
Tabelle 21: G-1 Maximallast und Max. Durchbiegung des normaler Biegeversuches .....	69
Tabelle 22: G-2 Bruchlast und Max. Durchbiegung .....	71
Tabelle 24: G-3 Resttragfähigkeit nach 1.000.000 Zyklen .....	73

## 9 Literaturverzeichnis

- [1] Aggeres (Belgien, Vertriebspartner Hyflo); Infobroschüre vom System; [http://www.aggeres.com/wp-content/uploads/2014/01/SCFB\\_Hochwasserschutz\\_DE.pdf](http://www.aggeres.com/wp-content/uploads/2014/01/SCFB_Hochwasserschutz_DE.pdf); (Zugriff: 09.06.2016).
- [2] Aggeres (Belgien, Vertriebspartner Hyflo); Fallstudien bezüglich des Systems der Firma Hyflo; <http://www.aggeres.com/de/fallstudien/>; (Zugriff am 22.09.2016).
- [3] Blauth, D. (2016): Der Einsatz von selbst aufschwimmenden Hochwassersystemen im operativen Hochwasserschutz, Bachelorarbeit am Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Kaiserslautern, unveröffentlicht.
- [4] BWK Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e.V. (2005): Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz; Sindelfingen; ISBN 3-936015-16-3; BWK – Merkblatt 6.
- [5] DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (2014): Merkblatt DWA-M 533 Hochwasserangepasstes Planen und Bauen; Hennef; Entwurf.
- [6] EG-Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EG-HWRM-RL) (2007): Richtlinie 2007/60/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken.
- [7] Fischer Bauservice GmbH: WaterSave Hochwasserschutz; Prospekt CHT - Klappschott; Emmenbrücke (Schweiz); [http://watersave.ch/wp-content/uploads/2013/04/Prospekt\\_Klappschott-V23.pdf](http://watersave.ch/wp-content/uploads/2013/04/Prospekt_Klappschott-V23.pdf); (Zugriff: 09.06.2016).
- [8] GdV Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V. (GdV) (2014): Mobile Hochwasserschutzsysteme – Hinweise für die Beschaffung, den Einsatz und die Bereitstellung; VdS Schadensverhütung GmbH; Köln.
- [9] Hermann Reitthaler GmbH: Chiemgauer Hochwasserschutz Technik (CHT) - Klappschott - Automatischer Hochwasserschutz; Infolyer; [http://media.wix.com/ugd/5e502b\\_42d1c39d6c724173b4480f9caac804a8.pdf](http://media.wix.com/ugd/5e502b_42d1c39d6c724173b4480f9caac804a8.pdf); (Zugriff: 09.06.2016).
- [10] Hochwasserschutzfibel (2015): Objektschutz und bauliche Vorsorge; 6. überarbeitete Auflage; Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB); Berlin.
- [11] Hyflo Projekte; [http://www.hyflo.nl/Project\\_En.html](http://www.hyflo.nl/Project_En.html); (Zugriff am 22.09.2016).
- [12] LAWA Bund/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (2010): Strategiepapier Auswirkungen des Klimawandels auf die Wasserwirtschaft; Dresden.
- [13] Müller, U. (2010): Hochwasserrisikomanagement – Theorie und Praxis; Vieweg und Teubner Verlag; Wiesbaden.
- [14] Rittner, J. (2014): Johanneum macht die Schotten dicht; Nordwest-Zeitung, vom 23.10.2014; [http://www.krankenhausjohanneum.de/aktuelles\\_service/pressespiegel.php?pid=539](http://www.krankenhausjohanneum.de/aktuelles_service/pressespiegel.php?pid=539), (Zugriff am 18.06.2016).
- [15] ÖWAV Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband (2013): Mobiler Hochwasserschutz; Wien; ÖWAV-Arbeitsbehelf 42.
- [16] Patt, H. und Jüpner, R. (Hrsg.) (2013): Hochwasser-Handbuch – Auswirkungen und Schutz; 2. Auflage; Verlag Springer Vieweg; Berlin Heidelberg;
- [17] VFK/BWG Vereinigung Kantonaler Feuerversicherungen/ Bundesamt für Wasser und Geologie (2004): Entscheidungshilfen – Mobiler Hochwasserschutz – Systeme für den Notfall.
- [18] DIN EN 1994-1-1:2010-12, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.
- [19] DIN-Fachbericht 101 2009-03: Einwirkungen auf Brücken.
- [20] Sandwichelemente mit Deckschichten aus Hochleistungsbeton und einem Kern aus Extrudiertem Polystyrol (2015); Dissertation; Frank Müller; ISBN 978-3-943995-89-3.