

Fahrzeug- Rückhaltesysteme auf Brücken

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 108

bast

Fahrzeug- Rückhaltesysteme auf Brücken

von

Winfried Neumann
Tim Rauer

RUHRBERG Ingenieurgesellschaft
Hagen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Brücken- und Ingenieurbau Heft B 108

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 15.0500/2010/FRB:
Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken:
Untersuchungen der Funktionsweise der Lastabtragung mit Hilfe von FE-Modellen – Entwicklung von baupraktikablen Verfahren

Fachbetreuung:
Thomas Mayer

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9293
ISBN 978-3-95606-125-7

Bergisch Gladbach, Dezember 2014

Kurzfassung – Abstract

Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken

Mit der Umsetzung der DIN EN 1317 in den RPS 2009 sind die Anforderungen an Rückhaltesysteme auch auf Brückenbauwerken deutlich gestiegen. Systeme mit verbessertem Rückhaltevermögen haben Bauwerksbeanspruchungen zur Folge, welche die in der Vergangenheit üblichen Lastansätze für den Lastfall Fahrzeuganprall teilweise deutlich übersteigen. Dadurch ergeben sich erhöhte Anforderungen an die konstruktive Ausbildung der Kappen, der Kappenanschlüsse und der Kragarme.

Hier setzt das Forschungsvorhaben an, indem unter Zugrundelegung der gestiegenen Beanspruchungen und begleitet von numerischen Untersuchungen baupraktikable Vorgehensweisen für Entwurf, Planung, Berechnung und Bemessung geeigneter Kappen-Kragarmkonstruktionen im Allgemeinen und für die Nachrüstung und Ertüchtigung von Bestandsbauwerken im Besonderen entwickelt und beschrieben werden. Gegenstand des Forschungsvorhabens sind Brücken mit Kragarmen in Massivbauweise.

Zunächst werden übliche Ausführungsformen im Kappen-Kragarmbereich und die derzeit gültigen normativen Vorgaben zum Lastansatz bei Fahrzeuganprall beschrieben und diskutiert. Darauf aufbauend wird ein Lösungsvorschlag für die Kappenverankerung bei der Instandsetzung von Bestandsbauwerken entwickelt.

Zur Optimierung der Kragarmbemessung werden numerische Berechnungen durchgeführt, die auf eine maximale Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Systemreserven abzielen. Insbesondere wird dabei die lastverteilende Wirkung der üblicherweise als nichttragend angesetzten Brückenkappen berücksichtigt. Darüber hinaus werden nicht-lineare Verfahren unter Berücksichtigung der Rissbildung im Beton angewendet, um Lastumlage- rungseffekte realistisch abzubilden.

Auf der Grundlage von Anprallversuchen an Rückhaltesystemen, die im Hinblick auf das Lastabtragungsverhalten im Kappen-Kragarm-Bereich ausgewertet werden, wird ein alternativer Lastansatz für die Anprallsituation entwickelt. Eine Bewertung dieses Lastansatzes erfolgt anhand numerischer Untersuchungen zur Kragarmbemessung. Darauf

aufbauend wird eine Bemessungshilfe für die Kragarmbemessung erarbeitet, und es werden Maßnahmen zur Kragarmverstärkung unter besonderer Berücksichtigung des alternativen Lastansatzes entwickelt.

Vehicle restraint systems on bridges

Due to the implementation of the DIN EN 1317 within the RPS 2009 the requirements related to vehicle restraint systems (VRS) on bridges have increased considerably. The enhanced protection capabilities of modern VRS result in structural loadings, which are in many cases higher compared to the usual load assumptions from the past. Thus higher demands on the constructive design of the bridge caps, on their connection to the cantilever slab and on the bearing capacity of the cantilever slab itself have to be met.

Within the scope of the research project these topics are investigated by developing practicable approaches for the planning, the design and the structural analysis of cantilever bridge slabs and bridge caps in general and also in terms of retrofitting and strengthening existing bridges. The investigations are supported by numerical investigations taking into account the increased structural loadings of modern VRS. Subject of the research project are bridges with concrete cantilever slabs.

In a first step common constructional layouts of cantilever slabs and bridge caps in concrete are described and currently valid design rules concerning vehicle impact loads on VRS are summarized and discussed. Based on that, a solution for the anchorage of bridge caps on existing cantilever slabs in the course of bridge maintenance is proposed.

In order to optimize the design of cantilever bridge slabs, numerical calculations are carried out, aimed at a maximum exploitation of all available load bearing capabilities. Within this investigation load distribution effects caused by the bridge caps – which are normally considered as non-load-bearing bridge parts – are of particular interest. Furthermore non-linear methods are applied taking concrete

cracks into account to evaluate load distribution effects in a realistic way.

Based on experimental vehicle impacts on VRS, which are evaluated with regard to the load-bearing behavior of cantilever slabs, an alternative load concept is developed representing vehicle impact loads. Assessment and validation of the proposed concept is conducted by numerical investigations of cantilever bridge slabs. Based on this proposal, an aid for the design of cantilever bridge slabs is developed. Furthermore practicable methods for strengthening existing cantilever slabs in consideration of the proposed load concept are presented.

Inhalt

1	Hintergrund, Inhalt und Zielsetzung	9	4.2	Aktueller Stand der Technik	23
			4.2.1	Kragarmausbildung.	23
			4.2.2	Kappenausbildung und -verankerung.	23
2	Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken	11	4.3	Auswirkungen der konstruktiven Durchbildung auf die Bemessung	24
2.1	Allgemeines	11	4.4	Fallbeispiele	25
2.2	Normative Regelungen.	11	4.4.1	Plattenbrücke mit kurzem Kragarm	25
2.3	Anprallversuche und Einstufung von Schutzeinrichtungen	12	4.4.2	Geringe Bauhöhe im Kragarmanschnitt	26
3	Beanspruchungen bei Fahrzeuganprall nach DIN-FB	13	4.4.3	Gestaffelt angeordnete Querspannglieder	26
3.1	Vorbemerkungen	13	5	Untersuchungen zur Verankerung von Brückenkappen	27
3.2	Globale Beanspruchung des Brückenüberbaus aus Anprallereignis	13	5.1	Vorbemerkungen	27
3.2.1	Rückblick	13	5.2	Zum Einsatz von Tellerankern	27
3.2.2	Aktuelle Regelungen	13	5.3	Parameterstudie	28
3.2.3	Verwendung des Lastmodells in der Bemessung	14	5.3.1	Ziel und Vorgehensweise	28
3.2.4	Beurteilung	14	5.3.2	Berechnungsgrundlagen.	29
3.3	Lokale Beanspruchung der Brückenkappen aus Fahrzeugrückhaltesystemen	15	5.3.3	Kappenverankerung mit Tellerankern	30
3.3.1	Aktuelle Regelungen	15	5.3.4	Kappenverankerung mit Bewehrungsanschluss	32
3.3.2	Auslegung der aktuellen Regelungen	15	5.4	Schlussfolgerungen und Vorschlag zur Kappenverankerung	33
3.3.3	Stahlschutzsysteme	16	5.5	Zu den Auswirkungen reduzierter Kappenbreiten	34
3.3.4	Betonsysteme	17	6	Untersuchungen zur Kragarmbemessung nach DIN-FB	34
3.3.5	Beurteilung und Ausblick	18	6.1	Hintergrund und Zielsetzung	34
3.4	Anpralllasten auf Schrammborde	18	6.2	Tragwerksberechnungen	35
4	Konstruktive Durchbildung von Brückenkappen und Kragarmen	18	6.2.1	Vorbemerkungen	35
4.1	Bestandsbauten	18	6.2.2	Systemabmessungen und Materialeigenschaften	35
4.1.1	Kragarmausbildung.	18	6.2.3	Beanspruchungen.	36
4.1.2	Kappenausbildung und -verankerung.	19	6.2.4	Vereinfachte Schnittgrößenermittlung (Handrechenverfahren).	36
4.1.3	Tabellarische Übersicht über Bestandsbauwerke	22			

6.2.5	FE-Berechnung der Kragplatte ohne Mitwirkung der Kappe	37	8.2.1	Grundgedanke	64
6.2.6	FE-Berechnung der Kragplatte unter Mitwirkung der Brückenkappe	39	8.2.2	Horizontale Komponente	65
6.3	Zusammenfassung und Bewertung der Berechnungsergebnisse	42	8.2.3	Vertikale Komponente	65
6.4	Anmerkungen zur Kappenverankerung im Neubau	45	8.2.4	Ort der Lasteinleitung	66
7	Auswertung von Anprallversuchen zur Herleitung eines alternativen Lastansatzes zur Kragarmbemessung	46	8.3	Vorschlag der Varianten 1 und 2	67
7.1	Hintergrund und Zielsetzung	46	8.3.1	Lastbilder	67
7.2	Allgemeines zu den Anprallversuchen	47	8.3.2	Rechnerischer Vergleich.	68
7.2.1	Versuchseinrichtung	47	8.3.3	Variante für weitere - Untersuchungen	68
7.2.2	Versuchsprogramm.	49	8.4	Vergleich von Variante 1 mit bestehenden Ansätzen	69
7.3	Auswertung der Filmdokumente.	49	8.4.1	Übersicht und Eingangsgrößen	69
7.3.1	Vorbemerkungen	49	8.4.2	Ergebnisse	70
7.3.2	Stahlsysteme	50	9	Weitere Untersuchungen zur Kragarmbemessung mit alternativem Lastansatz	71
7.3.3	Betonsysteme.	52	9.1	Vorbemerkungen	71
7.4	Auswertung der gemessenen Kraftverläufe	53	9.2	Tragwerksberechnungen	72
7.4.1	Rückblick	53	9.2.1	Systemabmessungen und Materialeigenschaften.	72
7.4.2	Aktuelle Vorgehensweise	54	9.2.2	Einwirkungen	72
7.4.3	Beurteilung	55	9.2.3	Anprall in Brückenmitte.	72
7.4.4	Neue Ansätze	55	9.2.4	Anprall am Brückenende	75
7.5	Einfluss der Versuchseinrichtung	61	9.2.5	Einfluss einer reduzierten Kappenbreite	76
7.5.1	Dynamisches Verhalten	61	9.3	Bemessungshilfen	77
7.5.2	Koppeffekte und Lastumlagerungen	62	9.4	Nichtlineare Berechnungsmethoden	78
7.5.3	Fahrzeugverhalten im Versuch.	63	10	Bewertung und Anwendung des alternativen Lastansatzes.	79
7.5.4	Beurteilung	63	10.1	Berechnungsergebnisse	79
7.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	63	10.2	Anwendungsbereich	79
8	Vorschlag für einen alternativen Lastansatz	64	10.3	Einführung von Lasterhöhungsfaktoren.	80
8.1	Einleitung	64	10.4	Fragen und weiterer Untersuchungsbedarf	82
8.2	Konzept.	64	11	Möglichkeiten zur Kragarmertüchtigung	83
			11.1	Lastreduktion	83

11.2	Konstruktive Maßnahmen.	83
11.2.1	Übersicht und Vorbemerkungen.	83
11.2.2	Kappensonderkonstruktionen (K).	84
11.2.3	Plattenverstärkung Kragarm (P).	87
11.2.4	Systemänderung (S).	88
11.2.5	Externer Lastabtrag (E)	91
12	Zusammenfassung der Ergebnisse	92
13	Folgerungen für die Praxis	94
14	Berechnungen (Parameterstudie).	95
15	Literatur	98

1 Hintergrund, Inhalt und Zielsetzung

Schutzeinrichtungen auf Brückenbauwerken dienen in erster Linie dazu, den Absturz vor allem schwerer Fahrzeuge zu verhindern. Die beim Fahrzeuganprall auftretenden Anpralllasten sollen aufgenommen und sicher ins Bauwerk geleitet und von dort abgeleitet werden.

Die im Rahmen einer Bauwerksbemessung zu berücksichtigenden Lasten aus Fahrzeuganprall sind im Laufe der Zeit gestiegen, siehe Tabelle 1. Folgende Einflussfaktoren sind hierfür verantwortlich:

- stetig wachsendes Verkehrsaufkommen,
- Vergrößerung der Achslasten bzw. Fahrzeugmassen,
- erhöhte Sicherheitsbedürfnisse, teilweise ausgelöst durch schwere Unfallereignisse,
- Weiterentwicklung von Schutzeinrichtungssystemen mit höherem Aufhaltevermögen, was im Falle des Anpralls eines schweren Fahrzeugs zu höheren Einwirkungen auf das Bauwerk führt,
- erhöhte Lastweiterleitung aus Schutzeinrichtungen in das Tragsystem.

Während beispielsweise vor Einführung des DIN-Fachberichts 101, Fassung 2009 (DIN-FB 101 2009) die Weiterleitung der Lasten aus der Brückenkappe in den Brückenüberbau meist nicht

explizit nachgewiesen, sondern durch die Einhaltung von Konstruktionsregeln sichergestellt wurde, ist heute für die Bemessung der Brückenkappe, wie Tabelle 1 zeigt, der 1,25-fache charakteristische Widerstand der Schutzeinrichtung zu berücksichtigen.

Auch die Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen haben sich von 100 kN (Brückenklasse 60) auf 400 kN (Beanspruchungsklasse C) bzw. maximal 600 kN (Beanspruchungsklasse D) deutlich erhöht. Die in der aktuellen Fassung des DIN-Fachberichtes 101 vorgegebenen Lasten stellen also eine Herausforderung insbesondere im Zuge von Brückeninstandsetzungen dar, weil das Bauwerk einschließlich seiner Kappenverankerung ursprünglich für wesentlich geringere Lasten ausgelegt wurde.

Um die Aufnahme und den Abtrag von Lasten aus Anprallereignissen zu gewährleisten, sind bei der rechnerischen Untersuchung von Instandsetzungsmaßnahmen im Brückenkappenbereich folgende Nachweise zu erbringen:

- Verankerung der Kappen auf dem Brückenüberbau,
- Nachrechnung der Kragarme (Biege- und Schubnachweise).

Beide Nachweiskomplexe sind Gegenstand des hier behandelten Forschungsvorhabens. Untersucht werden dabei Brücken bzw. Kragarme in Massivbauweise (Stahlbeton und Spannbeton).

Zur Verankerung der Brückenkappe auf dem Brückenüberbau (a) stehen verschiedene konstruktive

	DIN 1072 Nov 1967 ¹	DIN 1072 Dez 1985 ²	DIN-FB 101 März 2003	DIN-FB 101 März 2009
Anpralllasten auf Schrammborde	100 kN ³	100 kN ³	100 kN ⁵	100 kN
Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen				100 kN + 600 kN (in Abhängigkeit der Beanspruchungsklasse)
Lasten für Kappenbemessung	25 kN je Pfosten (im Falle von Schutzplanken aus Stahl) ⁴	25 kN je Pfosten (im Falle von Schutzplanken aus Stahl) ⁴		1,25-facher charakteristischer Widerstand der Schutzeinrichtung

¹ Einschl. Ergänzungsbestimmungen zu DIN 1072 des Bundesministers für Verkehr, Januar 1972
² Einschl. Beiblatt 1 zu DIN 1072, Mai 1988
³ Im Falle von Distanzschutzplanken aus Stahl entfällt der Ansatz von 100 kN auf die Schutzeinrichtung; hier greift die 25-kN-Regelung
⁴ Lastangriff in Höhe Mitte Schutzplanke; auf einen rechnerischen Nachweis zur Kappenverankerung wurde in der Regel verzichtet
⁵ Keine explizite Vorgabe hinsichtlich des Lastansatzes für die Kappenbemessung

Tab. 1: Chronologische Gegenüberstellung normativ vorgegebener horizontaler Anpralllasten

Möglichkeiten zur Verfügung, die im Rahmen des Projektes aufgezeigt und u. a. mit Hilfe einer Parameterstudie näher untersucht werden. Ziel dieser Studie ist eine Bewertung der einzelnen Anschlusskonstruktionen im Hinblick auf erforderliche Dimensionierungen. Diese Bewertung bildet dann die Grundlage für die Erarbeitung von Lösungsvorschlägen zur Instandsetzung von Brückenkappen auf Straßenbrücken. Die Vorschläge sollten allgemein anwendbar und grundsätzlich für alle zugelassenen Schutzeinrichtungssysteme geeignet sein.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei der Weiterleitung von Anpralllasten aus der Brückenkappe in den Brückenüberbau die Steifigkeiten der Anschlüsse (Telleranker, Bewehrungsanschlüsse, Schubswellen) eine wichtige Rolle spielen. Je weicher die Anschlüsse ausgeführt werden, umso „gutmütiger“ reagiert das Tragwerk auf die lokal begrenzten Beanspruchungen aus Fahrzeuganprall, indem die Anpralllasten in weniger beanspruchte Tragwerksbereiche umgelagert werden.

Die Nachrechnung des Kragarms (b) im Zuge von Instandsetzungsmaßnahmen erweist sich in vielen Fällen aufgrund der gestiegenen Beanspruchungen ebenfalls als problematisch. Im Falle von rechnerischen Überbeanspruchungen ist eine Ertüchtigung des Kragarms allerdings aufwendig und häufig nicht durchführbar. Vor diesem Hintergrund kommen im Rahmen des Projektes neue rechnerische Ansätze zur Anwendung, um bisher ungenutzte Potenziale der Tragstruktur für den Lastabtrag zu aktivieren. Eine entscheidende Rolle spielen hierbei die auf dem Kragarm befindlichen Kappen, die in Rechenmodellen bisher nicht berücksichtigt werden, jedoch eine lastverteilende Wirkung besitzen. Diese zusätzliche Lastverteilung führt zu geringeren Maximalwerten der Kragarmbeanspruchung und könnte somit einen rechnerischen Nachweis des Kragarms erlauben, ohne dass Ertüchtigungsmaßnahmen notwendig sind. Die Untersuchungen werden mit Hilfe von Finite-Elemente-Modellen durchgeführt, wobei unterschiedliche Detaillierungsstufen zur Anwendung kommen.

Das Ziel der numerischen Untersuchungen ist eine möglichst realitätsnahe Beschreibung des Lastabtragungsverhaltens an unterschiedlichen Kappen-Kragarm-Konstruktionen. Die Auswirkungen reduzierter Kappenbreiten auf den Anschluss Kappe-Kragarm und auf die Kragarmbemessung werden untersucht.

Die rechnerische Grundlage sowohl für die durchgeführten numerischen Untersuchungen bzgl. der Kappenverankerung als auch für die Kragarmbemessung mit Hilfe von FE-Modellen bilden zunächst die Lastangaben nach DIN-Fachbericht zur Berücksichtigung von Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen (DIN-FB 101 2009, Abschnitt 4.7.3.3). Erfahrungen aus der Bearbeitung von Entwurfs- und Prüfaufträgen im Zusammenhang mit Instandsetzungsmaßnahmen an Massivbrücken zeigen, dass der praktische Umgang mit den normativen Lastvorgaben schwierig ist. Vor diesem Hintergrund werden die o. g. Lastangaben nach DIN-Fachbericht im Detail erläutert und diskutiert.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Kragarmuntersuchungen wird im Rahmen des Forschungsvorhabens ein alternativer Lastansatz für die Kragarmbemessung entwickelt, der insbesondere für die Verwendung bei Nachrechnungen von Bestandsbauwerken in Frage kommen kann. Die Grundlage hierfür bilden Anprallversuche, die auf dem Testgelände des TÜV in München durchgeführt werden. Die Versuchseinrichtung bietet die Möglichkeit, unterschiedliche Fahrzeugtypen auf das zu prüfende Rückhaltesystem zu lenken, um einen Fahrzeuganprall zu simulieren. Dabei werden Kraftmessungen vorgenommen, die Rückschlüsse auf Kragarmbeanspruchungen zulassen.

Unter Verwendung des alternativen Lastansatzes werden im Anschluss ergänzende numerische Untersuchungen zur Kragarmbemessung durchgeführt. Ziel ist hierbei die Entwicklung einer Bemessungshilfe, mit der geprüft werden kann, ob der Kragarm eines Bestandsbauwerkes im Hinblick auf Fahrzeuganprall tragfähig ist. Abschließend werden auf Grundlage des alternativen Lastansatzes Maßnahmen zur Kragarmverstärkung entworfen.

Die wesentlichen Projektinhalte lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Untersuchung der aktuellen und in der Vergangenheit üblichen konstruktiven Durchbildung im Brückenkappen- und Kragarmbereich.
- Darstellung und kritische Beurteilung der derzeit gültigen normativen Vorgaben zum Lastansatz bei Fahrzeuganprall.
- Erarbeitung eines praxistauglichen Lösungsvorschlags für die Verankerung von Kappen auf Brückenüberbauten bei der Instandsetzung von Bestandsbauwerken.

- Optimierung der Kragarmberechnung durch eine maximale Ausnutzung der zur Verfügung stehenden Systemreserven; Aktivierung der Brückenkappen zur Beteiligung am Lastabtrag; Erarbeitung von Bemessungsdiagrammen mittels FE-Berechnungen; Anwendung nichtlinearer Verfahren unter Berücksichtigung der Rissbildung im Beton.
- Auswertung von Anprallversuchen im Hinblick auf das Lastabtragungsverhalten im Kappen-Kragarm-Bereich.
- Entwicklung eines alternativen Lastansatzes zur Abbildung der Belastungssituation Fahrzeuganprall für die Bemessung des Kragarms auf Grundlage der ausgewerteten Anprallversuche.
- Bewertung des alternativen Lastansatzes anhand numerischer Untersuchungen zur Kragarmbemessung; Entwicklung einer Bemessungshilfe für die Kragarmbemessung.
- Erarbeitung von Maßnahmen zur Kragarmverstärkung unter besonderer Berücksichtigung der Beanspruchungen durch den alternativen Lastansatz.

Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens ist die Entwicklung und Beschreibung baupraktikabler Vorgehensweisen für Entwurf, Planung, Berechnung und Bemessung geeigneter Kappen-Kragarm-Konstruktionen im Allgemeinen und für die Nachrüstung und Ertüchtigung auf bestehenden Brücken im Besonderen. Die Ergebnisse sollen den Straßenbauverwaltungen der Länder als Entscheidungshilfe dienen, bei der Suche nach geeigneten Lösungen unterstützen und Angaben für eine ausreichende Bemessung liefern.

2 Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken

2.1 Allgemeines

Fahrzeug-Rückhaltesysteme (abgekürzt FRS) werden im Straßenverkehr dazu eingesetzt von der Fahrbahn abkommende Fahrzeuge aufzuhalten bzw. umzulenken. Damit sollen die Folgen von Unfällen so gering wie möglich gehalten werden.

Allgemein dienen Rückhaltesysteme dazu, ein Durchbrechen von Fahrzeugen zu verhindern, und schützen somit unbeteiligte Personen oder schutz-

bedürftige Bereiche neben der Fahrbahn bzw. auf der Gegenfahrbahn von zweibahnigen Straßen. Weiterhin bieten sie den Insassen eines abkommenden Fahrzeugs Schutz vor einem Anprall an Hindernisse neben der Fahrbahn.

Ein durchgehendes Fahrzeug-Rückhaltesystem, das längsseits am äußeren Fahrbahnrand oder in Mittel- und Trennstreifen angeordnet ist, wird gemäß DIN EN 1317-1 als „Schutzeinrichtung“ bezeichnet. Um die Funktionsweise des Rückhaltesystems sicherzustellen, sind ggf. noch Verankerungen des Schutzsystems am Anfang und Ende vorgesehen.

Speziell auf Straßenbrücken beugen Schutzeinrichtungen einem Absturz von Unfallfahrzeugen vor und verhindern somit extreme Unfallszenarien.

Für den Einsatz auf Brücken freigegebene Schutzeinrichtungen sind sowohl in Beton- (Ortbeton oder Betonfertigteile) als auch in Stahlbauweise erhältlich.

2.2 Normative Regelungen

Die Anforderungen an Schutzeinrichtungen sind in Deutschland im Wesentlichen in den Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme (RPS 2009) sowie in der DIN EN 1317 – Rückhaltesysteme an Straßen formuliert (DIN EN 1317).

Zur Klassifizierung von Schutzeinrichtungen werden die folgenden Leistungskriterien unterschieden:

- Aufhaltestufe,
- Wirkungsbereichsklasse,
- Anprallheftigkeitsklasse.

Um das Leistungsvermögen von Schutzeinrichtungen zu bestimmen, sind Anprallprüfungen auf Grundlage der Prüfnorm DIN EN 1317-2 durchzuführen. Dabei werden Kollisionen von Fahrzeugen unterschiedlicher Massen mit den Schutzeinrichtungen aus unterschiedlichen Winkeln und mit unterschiedlichen Aufprallgeschwindigkeiten herbeigeführt.

Die während der Abnahmeprüfungen gemessenen Kennwerte erlauben eine Klassifizierung der Schutzeinrichtungen. Die Einhaltung der angestrebten Aufhaltestufe ist hierbei entscheidend. Mit

Gefahrenbereich unterhalb der Brücke bzw. Stützwand	Straßen mit			
	$V_{zul} > 100$ km/h und Autobahnen und autobahnähnliche Straßen mit $V_{zul} \geq 100$ km/h	$V_{zul} \leq 100$ km/h und DTV (SV) > 500 Kfz/24 h	$V_{zul} \leq 100$ km/h und DTV (SV) ≤ 500 Kfz/24 h	$V_{zul} \leq 50$ km/h
besondere Gefährdung Dritter, z. B. <ul style="list-style-type: none"> • explosionsgefährdete Chemieanlagen, • intensiv genutzte Aufenthaltsbereiche, • Schnellbahnstrecken mit zugelassenen Geschwindigkeiten > 160 km/h, • zweibahnige Straßen, vergleiche Gefährdungsstufe 1 im Kapitel 3.3	H4b	H2	H2	H1
andere Fälle, vergleiche Gefährdungsstufe 2 bis 4 im Kapitel 3.3	H2	H2	H1	Schrammborde mit einer Höhe von 0,15 m bis 0,20 m und Geländer mit Seil gemäß den RiZ-ING

Tab. 2: Erforderliche Aufhaltestufen auf Brücken (RPS 2009, Tabelle 5)

Bezeichnung	Aufhaltestufe
Normales Rückhaltevermögen	N2
Höheres Rückhaltevermögen	H1
	H2
Sehr hohes Rückhaltevermögen	H4b

Tab. 3: Aufhaltestufen gemäß RPS 2009 und nach DIN EN 1317-2 2011

ihr lässt sich das Aufhaltevermögen von Schutzeinrichtungen beschreiben, wobei in Deutschland gemäß RPS 2009 die in Tabelle 3 angegebenen Aufhaltestufen unterschieden werden.

Auf Brücken gelten die in Tabelle 2 angegebenen Anforderungen an die Aufhaltestufe. Daraus geht hervor, dass auf Autobahnen oder autobahnähnlichen Straßen ausschließlich die Stufen H2 oder H4b zugelassen sind.

2.3 Anprallversuche und Einstufung von Schutzeinrichtungen

Eine Voraussetzung für die Verwendung von Fahrzeugrückhaltesystemen sind Anprallversuche auf Grundlage der Prüfnorm DIN EN 1317-2. Die Leistungsmerkmale des Systems werden dabei versuchsstechnisch bestimmt.

Gemäß RPS 2009, Kapitel 3.5.1 sind die Anprallversuche von Kraftmessungen zu begleiten:

„Für Schutzeinrichtungen auf Brücken muss durch zusätzliche Messung bei der Anprallprüfung nachgewiesen werden, welche Kräfte durch die Schutzeinrichtung und das Fahrzeug in das Bauwerk eingeleitet werden.“

Bei Anprallprüfungen, die auf dem Testgelände des TÜV in München durchgeführt werden (vgl. Kapitel 7.2), sind folgende Kraftmessungen möglich:

- Kraftmessungen im Kragarmanschnitt (Horizontal- und Vertikalkräfte, Momente),
- Kraftmessungen in der Bewehrung zur Kappenverankerung.

Die Ergebnisse der Kraftmessungen werden in Diagrammform (Kraft-Zeit-Verläufe) in den jeweiligen Prüfberichten dokumentiert.

Die Auswertung der Kraftmessungen wird separat durchgeführt. Sie führt zu den Bemessungshilfsgrößen H_{bem} und V_{bem} (vgl. Kapitel 7.4.2). Hieraus ergeben sich:

- Einstufung der geprüften Schutzsysteme in die Beanspruchungsklassen A bis D nach DIN-Fachbericht (siehe Tabelle 4). Daraus folgt die die im Rahmen der Bemessung anzusetzende Horizontallast, die mindestens 100 kN (Klasse A) und maximal 600 kN (Klasse D) beträgt.
- Die im Rahmen der Bemessung anzusetzende Vertikallast, die mindestens 180 kN beträgt, je

nach Versuchsergebnis aber noch mit einem Erhöhungsfaktor beaufschlagt wird.

Positiv geprüfte Fahrzeurückhaltesysteme werden in die Einsatzfreigabeliste der BASt aufgenommen (BASt 07/2012). Darin werden alle relevanten Informationen für den Einsatz von Schutzeinrichtungen u. a. auf Bauwerken angegeben. Hinsichtlich der Einstufung nach DIN-FB 101, Abs. IV-4.7.3.3 (1) enthält die Einsatzfreigabeliste:

- Horizontallastklasse,
- Erhöhungsfaktor zur Vergrößerung der Vertikallast gegenüber dem Mindestwert von 180 kN,
- Angabe, ob der Anprallversuch unter Mitwirkung des Geländers durchgeführt wurde (in diesem Fall ist die Anordnung des Geländers auf dem Bauwerk Voraussetzung dafür, dass die angegebenen Kriterien eingehalten werden).

3 Beanspruchungen bei Fahrzeuganprall nach DIN-FB

3.1 Vorbemerkungen

Anprallereignisse von Fahrzeugen an Schutzeinrichtungen auf Brücken haben Belastungszustände zur Folge, die im Rahmen der Bauwerksbemessung nachzuweisen sind. Die dynamischen Anpralllasten werden dabei mit Hilfe von statischen Ersatzlasten abgebildet.

Die aktuelle Fassung des DIN-Fachberichts 101 (DIN-FB 101 2009, Abschnitt 4.7.3.3) unterscheidet zwischen

- Einwirkungen, die beim Nachweis der Brückenkappe zu berücksichtigen sind und
- Einwirkungen, die bei der Bemessung des Brückenüberbaus angesetzt werden.

Lastansatz (a) wird in Kapitel 5 im Rahmen der Untersuchungen zur Kappenverankerung angewendet. Lastansatz (b) bildet die Grundlage für die Untersuchungen zur Kragarmbemessung in Kapitel 6.

Nachfolgend werden die beiden unterschiedlichen Lastansätze genauer beschrieben und diskutiert. Anschließend werden der Schrammbordstoß und dessen Relevanz für die Bemessung erläutert.

3.2 Globale Beanspruchung des Brückenüberbaus aus Anprallereignis

3.2.1 Rückblick

Die bei einem seitlichen Anprall auftretenden horizontalen Bauwerksbeanspruchungen, hervorgerufen durch ein von der Brückenfahrbahn abkommendes Fahrzeug, wurden bis zum Erscheinen der aktuellen Fassung des DIN-Fachberichts 101 (DIN-FB 101 2009) durch eine horizontal gerichtete Last von 100 kN berücksichtigt, siehe DIN-FB 101 2003 bzw. Tabelle 1. Damit wurden die folgenden Beanspruchungssituationen erfasst:

- Schrammbordstoß (Lastansatz 5 cm unter OK-Schrammbord),
- Anprall auf Schutzeinrichtungen (Lastansatz 100 mm unter OK-Schutzeinrichtung, maximal 1,0 m über Fahrbahn).

Das gleichzeitige Auftreten einer vertikalen Verkehrslast von $0,50 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 120$ kN war nur dann anzunehmen, wenn dies zu ungünstigeren Ergebnissen führte.

Im Rahmen von Versuchen, die auf dem Testgelände des TÜV in München durchgeführt wurden (vgl. Kapitel 7), stellte sich allerdings heraus, dass die beim Anprall auf Schutzeinrichtungen auftretenden Horizontallasten deutlich größer sein können als 100 kN (vgl. HELLMICH, BRANDAUER et al. 2002; HELLMICH et al. 2000; HELLMICH, STELLA et al. 2002). Dabei wurde festgestellt, dass die Höhe der horizontal gerichteten Beanspruchung abhängig vom verwendeten Fahrzeurückhaltesystem ist.

3.2.2 Aktuelle Regelungen

Als Konsequenz aus den Messuntersuchungen wurden in der neuen Fassung des DIN-Fachberichts 101 von März 2009 die Horizontallasten für die globale Bauwerksbemessung in vier Lastklassen von A bis D eingeteilt (siehe Tabelle 4). Die Vor-

Klasse	Horizontallast
A	100
B	200
C	400
D	600

Tab. 4: Horizontallasten bei Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen (DIN-FB 101 2009)

gabe der Lastklasse erfolgt in Abhängigkeit vom verwendeten FRS durch den Bauherrn. Für den Bereich der Bundesfernstraßen erfolgt die Einstufung im Rahmen der Einsatzfreigabe durch die BAST (BAST 02-2011).

Es handelt sich bei den vorgegebenen H-Lasten um Einwirkungen, die lt. DIN-FB 101, 4.7.3.3 (1) bei der „Bauwerksbemessung“ zu berücksichtigen sind, d. h. dass eine Weiterleitung dieser Lasten durch die Kappe nicht nachzuweisen ist.

Der Wirkungsbereich der Horizontalkräfte ist wie folgt definiert:

„DIN-FB 101 2009, Kap. IV, Abs. 4.7.3.3 (1), Satz 3

Die Horizontalkraft wirkt über eine Länge von 0,5 m quer zur Fahrtrichtung 0,1 m unter der Oberkante der Schutzeinrichtung, mindestens jedoch 1,0 m über der Fahrbahn bzw. dem Gehweg.“

Die H-Last betreffend, ergeben sich nach neuer FB-Fassung somit Änderungen hinsichtlich der Größe der Beanspruchung und der Angriffshöhe.

Ein weitere Änderung besteht darin, dass gemeinsam mit der lastklassenabhängigen Horizontalkraft nun mindestens eine vertikale Einzellast von $0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} = 180 \text{ kN}$ („gebündelte Achslast“) anzusetzen ist – und zwar unabhängig davon, ob sie günstig oder ungünstig wirkt. Ggf. ist eine Erhöhung dieser Vertikallast auf Grundlage der BAST-Einsatzfreigabeliste (BAST 07-2011) erforderlich.

3.2.3 Verwendung des Lastmodells in der Bemessung

Die Erfahrung aus der Bearbeitung diverser Prüfaufträge im Zusammenhang mit Brückennachrechnungen und -instandsetzungen zeigt, dass die Lastvorgaben nach DIN-Fachbericht unter Abs. 4.7.3.3 (1) seitens der aufstellenden Ingenieurbüros häufig missverstanden werden. Insbesondere bezüglich folgender Punkte besteht Klärungsbedarf:

- Es herrscht Unklarheit darüber, welche Lasten für den Nachweis der Kappenverankerung zu verwenden sind und welche Lasten beim Nachweis des Brückenüberbaus angesetzt werden sollen.
- In vielen Fällen ist unklar, an welchem Ort die Lasten anzusetzen sind, welche Wirkungsbrei-

ten zu berücksichtigen sind und welche Annahmen bzgl. der Lastverteilung über die Kappe getroffen werden können.

Als Folge ergeben sich in vielen Fällen unzutreffende Berechnungsansätze, aus denen dann Unter- oder im Regelfall auch Überdimensionierungen beim Entwurf von Instandsetzungsmaßnahmen resultieren.

Eine mögliche Vorgehensweise zur Anwendung des Lastansatzes in DIN-FB 101, Abs. 4.7.3.3 (1) enthält der Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 aus dem Jahr 2003 (DIN-FB 102 LF).

Es handelt sich hierbei um ein vereinfachtes, praxistaugliches Handrechenverfahren, das in Kapitel 6.2.4 angewendet und auf das dort näher eingegangen wird. Mit dem Verfahren lassen sich die für die Bemessung benötigten Kragarmbeanspruchungen unter Ermittlung mittragender Breiten bestimmen. Die Lastverteilung des Biegemomentes und der Normalkraft in der Kappe wird dabei, in Anlehnung an das bisherige Vorgehen (FB 101:2003) mit 45° nach außen bis zum Kappenanschluss und anschließend bis zur Einspannstelle angesetzt.

Die Verwendung des Lastansatzes in einem detailgetreuen numerischen Modell, in dem die Last vom Einleitungsort bis in die Auflagerung hin verfolgt wird, ist allerdings problematisch, wie in Kapitel 6 gezeigt wird.

3.2.4 Beurteilung

Bei den gegenüber der alten DIN-FB-Fassung deutlich erhöhten H-Lasten unter Abs. 4.7.3.3 (1) des aktuellen Fachberichts, die konzentriert auf einer Länge von 0,5 m mindestens 1,0 m über der Fahrbahn angreifen, handelt es sich nicht um tatsächlich in dieser Form auftretende Beanspruchungen, sondern um ein vereinfachtes Modell. Dieses Modell soll lediglich dazu dienen, Bauwerksbeanspruchungen zu erzeugen, die eine zuverlässige Bemessung und eine robuste Bauweise gewährleisten.

Der Lastansatz stellt eine Vereinfachung bzw. eine Idealisierung dar, da die Einleitung konzentrierter Horizontallasten von dieser Größe und der damit verbundenen Momente über Fahrzeugrückhaltesysteme und deren Weiterleitung über die Kappen mechanisch nicht möglich ist. Folgende Gründe sind diesbezüglich anzuführen:

- Das Grundprinzip bei Fahrzeugrückhaltesystemen – ob aus Beton oder aus Stahl – ist die Umwandlung der nach außen gerichteten Anpralllasten auf das Schutzsystem in längsgerichtete Beanspruchungen, die über eine Zugbandwirkung abgetragen werden (siehe hierzu auch Kapitel 7.3). Bei unzureichender Zugbandtragfähigkeit oder fehlender Endverankerung wären die Schutzsysteme unwirksam.
- Der Eintrag von H-Lasten und Momenten ist durch die Pfostentragfähigkeit der Stahlssysteme und deren Verankerung im Beton bzw. durch die Lastübertragungsmöglichkeiten der Betonsysteme begrenzt. Konzentrierte Lasteinleitungen in den angegebenen Größenordnungen sind nicht möglich.
- Die Momentenbeanspruchungen, die sich aus dem Lastansatz ergeben, können bei Brückenkappen üblicher Bauweise, d. h. bei einer Verankerung mittels Bewehrungsanschluss am Kragarmende nicht weitergeleitet werden. Es würde zu einer Ablösung der Kappe vom Überbau kommen. Außerdem würde die standardmäßige Kappenmindestbewehrung nicht ausreichen, um die Momentenbeanspruchung im Einleitungsbereich abzudecken.

Der Lastansatz steht jedoch nicht im Widerspruch zu den genannten Punkten, da die Vereinfachung auf den folgenden Annahmen beruht:

- Der Lastansatz wird ausschließlich für die Bauwerksbemessung verwendet.
- Es wird modellhaft von einer starren Verbindung der Schutzeinrichtung mit der Kappe ausgegangen.
- Die Verbindung von Kappe und Bauwerk wird ebenfalls starr angenommen.

Die Unsicherheit in der Anwendung des Lastansatzes resultiert sicherlich zu einem gewissen Teil aus der knappen Darstellung im Normtext, der unter mechanischen Gesichtspunkten nicht unmittelbar nachvollziehbar ist. Erklärende Hinweise zum Umgang mit den Lastvorgaben in Verbindung mit einem Hinweis darauf, dass es sich um ein vereinfachtes Modell zur Erzeugung realistischer Bauwerksbeanspruchungen handelt, würden die Anwendung erleichtern.

3.3 Lokale Beanspruchung der Brückenkappen aus Fahrzeugrückhaltesystemen

3.3.1 Aktuelle Regelungen

Bei der Bemessung von Brückenkappen, auf denen die Schutzeinrichtungen in der Regel angeordnet sind, sowie beim Nachweis der Verankerung der Kappen auf dem Brückentragwerk sind Einwirkungen zu berücksichtigen, die aus dem jeweiligen Schutzeinrichtungssystem in die Brückenkappe eingeleitet werden. Diese Einwirkungen sind im DIN-Fachbericht 101 wie folgt beschrieben:

„DIN-FB 101 2009, Kap. IV, Abs. 4.7.3.3 (2)“

Das Bauteil, auf dem die Schutzeinrichtung angeordnet ist, ist lokal für eine außergewöhnliche Einwirkung zu bemessen, die dem 1,25-fachen des lokalen charakteristischen Widerstandes der Schutzeinrichtung entspricht. Andere veränderliche Lasten müssen dabei nicht berücksichtigt werden.“

Nähere Informationen zur Bestimmung des „lokalen charakteristischen Widerstandes der Schutzeinrichtung“ oder zu der Bedeutung der 25%igen Erhöhung enthält der DIN-Fachbericht nicht.

Bei Einhaltung der Angaben in RiZ-ING, Kap 1 wird der Nachweis der Kappenverankerung für die bis dato in der Einsatzfreigabeliste der BAST (siehe Kapitel 2.3) aufgeführten Schutzeinrichtungssysteme erfüllt. Bei einer Umrüstung im Bestand ist immer ein Nachweis der Kappenverankerung und der Kappe erforderlich.

3.3.2 Auslegung der aktuellen Regelungen

Der o. g. Passus wird im Sinne einer Traglastbetrachtung so interpretiert, dass im Rahmen der rechnerischen Nachweise eine maximale Schnittgrößenkombination zu ermitteln und anzusetzen ist, die bei einem Fahrzeuganprall im ungünstigsten Fall zu erwarten ist und in die Brückenkappe weitergeleitet wird.

Gefragt ist somit eine Abschätzung des Widerstands nach oben und nicht, wie im Rahmen statischer Nachweise normalerweise üblich, eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung nach unten.

Die Abschätzung nach oben erfolgt, indem der „charakteristische Widerstand“ unter Verwendung

charakteristischer Materialkennwerte ermittelt und anschließend mit einem pauschalen Erhöhungsfaktor von 1,25 beaufschlagt wird. Daraus ergibt sich ein zu erwartender Ist-Widerstand als Eingangswert für die rechnerischen Nachweise.

3.3.3 Stahlschutzsysteme

Momenten- und Querkraftwiderstände von Stahlbauteilen werden allgemein nach Eurocode 3 (DIN EN 1993-1-1 2010) unter Verwendung des charakteristischen Wertes bzw. Nennwertes der Streckgrenze ermittelt.

Bei Stahlschutzsystemen erfolgt die Lasteinleitung in die Brückenkappe über die Pfostenprofile. Ausgehend von der charakteristischen Streckgrenze sind weitere Einflussfaktoren für die Größe der Ist-Widerstände relevant:

- Produktionsbedingte Stahlüberfestigkeiten (die tatsächliche Streckgrenze von Baustählen ist in der Regel wesentlich höher als deren Nennwert, da in europäischen Produktionsnormen keine Begrenzung der Streckgrenze nach oben enthalten ist).
- Verfestigungseffekte bis zum Erreichen der Gleichmaßdehnung bei Plastizierungen der Pfostenprofile, siehe KAMMEL 2008.
- Erhöhung der Streckgrenze bei kaltumgeformten Profilen, siehe DIN EN 1993-1-3 2007, Abs. 3.2.2 sowie KAMMEL 2008.

Zusätzliche Einflussfaktoren ergeben sich aus der Verankerung selbst:

- Überfestigkeiten der Schraub- bzw. Dübelverbindungen der Verankerungen,
- Überfestigkeiten des Kappenbetons.

Die genannten Faktoren können zu einer Erhöhung des zu erwartenden Bauteilwiderstandes führen. Dem gegenüber steht der normativ vorgegebene pauschale Erhöhungsfaktor von 1,25.

Bei einer Grenzbeanspruchung der Rückhalte-systeme aus Stahl kommen die folgenden Versagensformen in Frage, die im Rahmen der Anprallversuche bereits festgestellt und mit Fotos dokumentiert wurden (FRS-Prüfungen):

- Versagen des Pfostenprofils bei Überschreitung des Querschnittswiderstandes; Voll- oder Teilplastizierung des Pfostenquerschnitts mit an-

schließendem Profilabriss bzw. lokales Stabilitätsversagen,

- die Tragfähigkeit der Verankerung wird überschritten; Versagen der Dübel; Herausreißen aus dem Beton; Betonbruch; Überbeanspruchung der Stahl-Fußplatte.

Dabei führt aufgrund der Einwirkungssituation eine kombinierte Querkraft-Momenten-Beanspruchung zur Überschreitung der örtlichen Grenztragfähigkeit.

Zur Bestimmung der Querschnittswiderstände der Pfostenprofile lassen sich je nach Systemvoraussetzungen folgende Fälle unterscheiden:

- plastische Ausnutzung des Querschnitts bei ausreichender Rotationsfähigkeit (Regelfall),
- teilplastische bzw. vollelastische Ausnutzung des Querschnitts bei eingeschränkter Rotationsfähigkeit,
- lokales Stabilitätsversagen vor Erreichen des elastischen Widerstandes bei stabilitätsgefährdeten Querschnitten.

Kann der Querschnitt plastisch ausgenutzt werden, so ergeben sich die folgenden plastischen Querschnittswiderstände:

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y \quad (3.1)$$

$$V_{pl} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.2)$$

Neben der Überschreitung der Querschnittstragfähigkeit des Pfostens kommt ein Versagen der Dübelverankerung in Betracht. Auch hier ist die Ist-Beanspruchbarkeit gesucht, um die maximal mögliche Einwirkung zu bestimmen. Diese Größe lässt sich jedoch nicht ohne weiteres realitätsnah erfassen. Zur Ermittlung des Bemessungswiderstandes, d. h. des Widerstandes, der beim statischen Nachweis der Verankerung angesetzt wird, sind entsprechende Berechnungsmodelle verfügbar. Zur Bestimmung des Ist-Widerstands sind die mit diversen Sicherheitsfaktoren ausgestatteten Berechnungsvorgaben jedoch nicht geeignet, da sie eine Abschätzung des Widerstands nach unten liefern.

Der Ist-Widerstand eines Dübelanschlusses wird sehr stark durch die Betongüte und -qualität sowie durch die Sorgfalt beim Einbau beeinflusst. Es ist daher schwierig, eine zuverlässige Prognose der

Grenztragfähigkeit ausschließlich auf Basis von Berechnungen abzuleiten. Ergänzende Bauteilversuche bzw. der Rückgriff auf Messergebnisse aus Anprallversuchen (siehe unten) würden realistischere Prognosen erlauben.

Die beim Versagen am Pfostenfuß auftretende Einwirkungskombination aus Momenten- und Querkraftbeanspruchung ist von der Bauweise der Schutzeinrichtung und den Systemabmessungen abhängig. Bei der Mehrzahl der auf Brückenbauwerken zugelassenen Schutzsysteme können die beiden in Bild 1 dargestellten und in Tabelle 5 aufgeführten Grenzfälle unterschieden werden:

- Abtragung der Lasten über die Pfosten als Kragkonstruktion,
- Abtragung der Lasten durch die Aktivierung eines zusätzlichen Zugbandes in Riegelebene.

Die beiden Fälle unterscheiden sich darin, welche zugehörige Querkraft am Pfostenfuß wirkt, siehe Tabelle 5. Dabei wird die maximal eingeleitete Querkraft einerseits durch die plastische Querkrafttragfähigkeit, andererseits durch den plasti-

schen Momentenwiderstand des Pfostenprofils begrenzt.

Um eine Überschätzung der Einwirkungskombination aus Momenten- und Querkraftbeanspruchung zu vermeiden, sind Interaktionseffekte bei der Ermittlung des charakteristischen Widerstandes der Schutzeinrichtung zu erfassen. Gemäß DIN EN 1993-1-1 2010 bzw. DIN-FB 103 2009 sind Interaktionseffekte relevant, wenn die einwirkende Querkraft größer ist als 50 % der plastischen Grenzquerkraft V_{pl} . Es kann dann eine Abminderung des plastischen Grenzmomentes vorgenommen werden, bzw. der Momentenwiderstand kann dann so weit reduziert werden, bis Moment und zugehörige Querkraft unter Berücksichtigung der Interaktionsbedingung aufnehmbar sind.

3.3.4 Betonsysteme

Beim Fahrzeuganprall an Schutzeinrichtungssystemen aus Beton kommt es zu einer Verschiebung des Schutzsystems auf der Brückenkappe. Die Lagesicherung, mit der die Systeme in der Regel auf der Kappe befestigt sind, schert im Anprallfall planmäßig ab. Die Beanspruchung der Kappe ergibt sich damit aus den Reibkräften, die in der Fuge zwischen Kappe und Kragarm wirken.

Der Reibungsbeiwert zwischen Kappe und Gleitwand sollte auf der sicheren Seite liegend mit 1,2 angesetzt werden.

Bei der Bestimmung der vertikalen Auflast sollte der ungünstige Fall berücksichtigt werden, dass ein schweres Fahrzeug mit zwei Rädern gleichzeitig auf die Schutzeinrichtung auffährt.

$$(a) \quad \text{zug } Q_{Fu\beta} = \frac{M_{Fu\beta}}{h_1} \leq \frac{M_{pl}}{h_1} \leq V_{pl} \quad (3.3)$$

$$(b) \quad \text{zug } Q_{Fu\beta} = \frac{M_{Fu\beta} + M_{Riegel}}{h_2} \leq \frac{M_{pl,Fu\beta} + M_{pl,Riegel}}{h_2} \leq V_{pl} \quad (3.4)$$

Tab. 5: Weitergeleitete Querkräfte bei Grenzausnutzungen von Schutzeinrichtungen

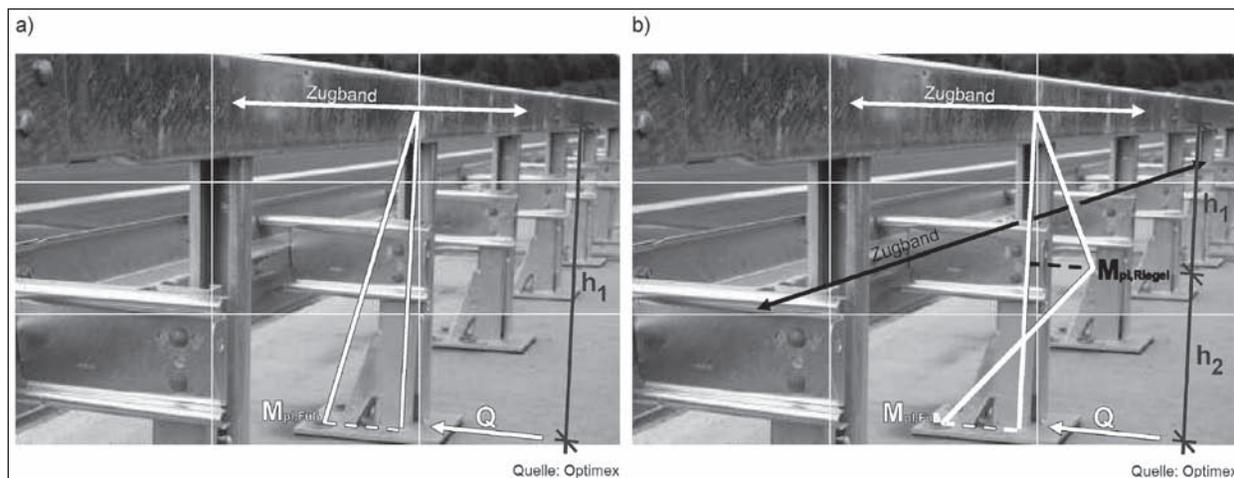


Bild 1: Plastische Ausnutzung der Pfosten und daraus resultierende Bauteilbeanspruchung; a) ohne Riegelbeteiligung b) Lastabtrag teilweise über die Riegel

Als vertikale Achslast (Achsabstand 1,20 m) sollte dabei gemäß BAST 2012 bereits im Vorgriff auf DIN EN 1991-2 + NA, in Anlehnung an DIN-FB 101, Abs. IV-4.7.3.3 (1), der folgende Wert berücksichtigt werden:

$$0,75 \times \alpha_{Q1} \times Q_{1K} = 0,75 \times 1,0 \times 300 = 225 \text{ kN}$$

3.3.5 Beurteilung und Ausblick

Die Ermittlung der im Normtext genannten „lokalen charakteristischen Widerstände der Schutzeinrichtungen“ ist normativ nicht näher geregelt oder erläutert.

Vor diesem Hintergrund ist zu verstehen, dass aufstellende Ingenieurbüros den entsprechenden Abschnitt 4.7.3.3 (2) nicht konsequent umsetzen oder teilweise gar nicht erst beachten.

Die oben beschriebene Vorgehensweise zur Anwendung der Regelung bei Stahlsystemen unter Verwendung der charakteristischen Streckgrenze mit anschließender 25%iger Erhöhung der Bauteilwiderstände zur Abdeckung von Materialüberfestigkeiten (hier besteht eine Ähnlichkeit mit den stahlbauspezifischen Kapazitätsregeln bei der Erdbebenbemessung) ist praxistauglich. Allerdings sollte die Frage geklärt werden, ob mit diesem Ansatz eine hinreichende Abschätzung der zu erwartenden Überfestigkeiten sichergestellt ist.

Vor diesem Hintergrund wird empfohlen, eine versuchsgestützte Herleitung der charakteristischen Widerstände einer Reihe von Rückhaltesystemen durchzuführen, um damit eine Verifizierung der rechnerisch ermittelten Widerstandsgrößen zu ermöglichen.

Empfehlenswert wäre hierbei, die Systeme auch als Ganzes zu untersuchen, um bspw. im Falle von Stahlsystemen Rückschlüsse auf die Beteiligung der Riegel am Lastabtrag zu erhalten und die Frage zu klären, wie viele Pfosten gleichzeitig plastisch beansprucht werden, wenn eine auf einen kleinen Bereich (Anprallbereich) beschränkte Belastung aufgebracht wird, vgl. Kapitel 7.3.2.

Eine möglichst genaue Annäherung an die tatsächlichen Widerstandsgrößen der Schutzsysteme, ohne sie zu unterschätzen (in diesem Fall ergäbe sich eine Unterbemessung), ist insbesondere im Hinblick auf Nachrüstungen neuer Schutzsysteme auf Bestandsbauwerken wünschenswert, um kostenintensive Verstärkungsmaßnahmen zur Kappen-

verankerung (nachträglich eingebaute Bewehrung, Telleranker) in Grenzen zu halten oder zu vermeiden.

3.4 Anpralllasten auf Schrammborde

Die allgemein als „Schrammbordstoß“ bezeichnete Einwirkungssituation wird durch eine Horizontallast von 100 kN gebildet, die im Abstand von 0,05 m unter der Oberkante des Schrammbords angreift.

Der Schrammbordstoß stellt eine direkte Beanspruchung der Brückenkappe dar, so dass diese Einwirkung beim Nachweis der Kappenverankerung zu berücksichtigen ist. Allerdings ist die resultierende Momentenbeanspruchung aufgrund des geringen Hebelarms der Horizontallast gering. Außerdem ist zur Aufnahme der Horizontallast von 100 kN unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung unter 45° nur ein geringer Bewehrungsquerschnitt im Anschluss an den Kragarm erforderlich. Für den Nachweis der Kappenverankerung ist daher in der Regel die lokale Beanspruchung der Brückenkappen aus Fahrzeugrückhaltesystemen (siehe Kapitel 3.3) maßgebend.

Für den Tragfähigkeitsnachweis der Kragarme ist der Schrammbordstoß nicht relevant, da die Beanspruchungen aus Fahrzeuganprall auf Schutzeinrichtungen deutlich größer und somit maßgebend für die Bemessung sind.

4 Konstruktive Durchbildung von Brückenkappen und Kragarmen

4.1 Bestandsbauten

4.1.1 Kragarmausbildung

Die Querschnittsrandbereiche von Brücken üblicher Bauweise werden in der Regel als Kragarm ausgebildet. Bild 2 gibt einen Überblick über gängige Ausführungsformen massiver Kragarme. Dargestellt sind die hauptsächlich zur Anwendung kommenden Querschnittstypen im Beton- und Stahlverbundbrückenbau.

Für die Querschnittshöhe an der Kragarmspitze galt in der Vergangenheit ein Mindestmaß von 15 cm (Betonkalender), das bei Quervorspannung auf den Wert der Zulassung zu vergrößern war. Ab

2009 war eine Mindestquerschnittshöhe von 25 cm gemäß RiZ-ING Kap im Anschnitt einzuhalten.

Die Kragarmlängen bewegen sich in den meisten Fällen in Größenordnungen von 2,0 bis 4,0 m. Nur bei Plattenbrücken sind geringere Längen zwischen 1,0 und 1,5 m üblich – teilweise wurden

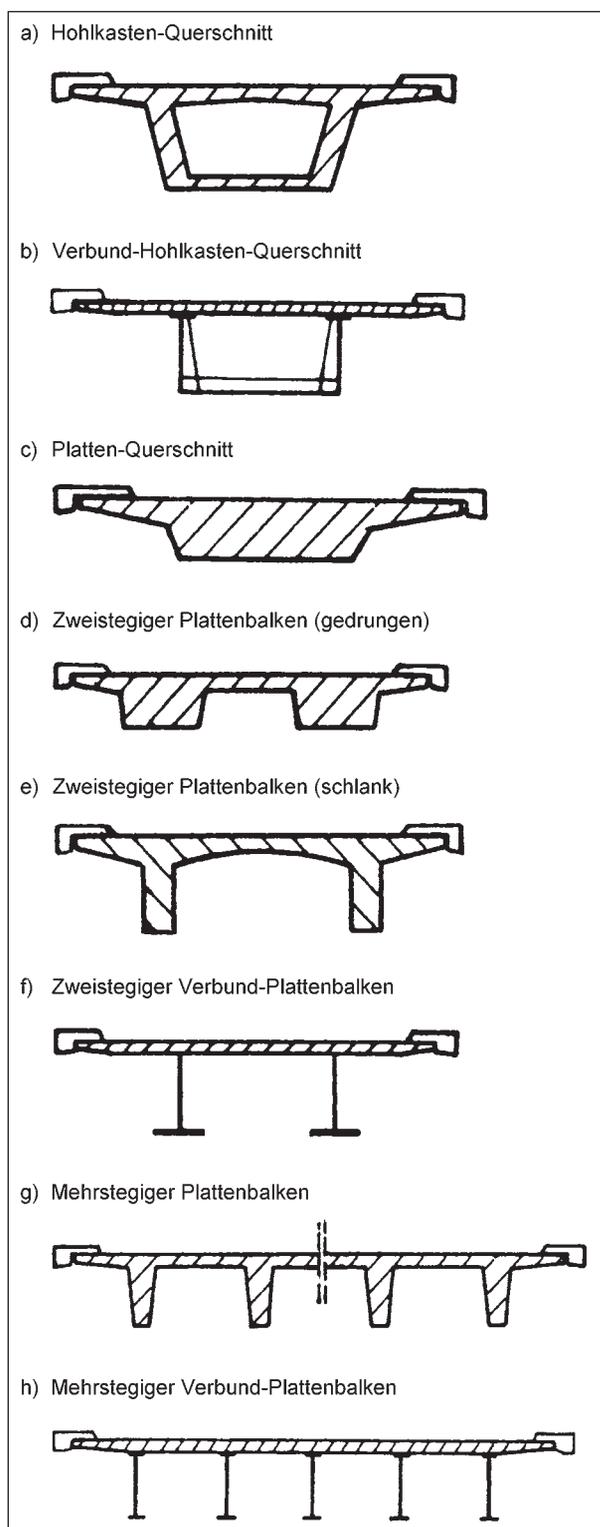


Bild 2: Gängige Ausführungsformen massiver Kragarme

sogar noch kürzere Längen ausgeführt, vgl. Fallbeispiele in Kapitel 4.4. Bei Plattenbalkenbrücken und Hohlkastenquerschnitten werden teilweise auch deutlich größere Kragarmlängen von bis zu 5,0 m angetroffen.

Spannglieder zur Quervorspannung der Fahrbahnplatte einschließlich der Kragarme wurden zur Verankerung in der Regel bis an die Kragarmspitze geführt. Teilweise wurde jedoch eine Einrückung der Verankerungspunkte in Richtung des Kragarmanschnitts vorgenommen (z. B. jedes zweite Spannglied eingerückt, vgl. Bild 15). Für die Herstellung der Spanngliedverankerungen ergibt sich aus einer solchen gestaffelten Anordnung eine Kostenersparnis gegenüber einer ungestaffelten Ausführung. Die Biegetragfähigkeit im Bereich der Kragarmspitze ist in diesen Fällen deutlich eingeschränkt, vgl. Fallbeispiel in Kapitel 4.4.3.

4.1.2 Kappenausbildung und -verankerung

Bild 3 gibt einen Überblick über die in der Vergangenheit üblichen Ausführungsformen im Kappenbereich.

Früher wie heute dienten Kappen der Verankerung von Schutzeinrichtungen, Geländern und Lärmschutzwänden und wurden zur Brückenentwässerung eingesetzt. Außenliegende Verankerungen von Querspanngliedern wurden durch den Gesimsbalken abgedeckt.

Kappen werden als nichttragende Bauteile behandelt. In der Vergangenheit wurde die Kappenverankerung mittels der folgenden konstruktiven Maßnahmen hergestellt:

- Ausbildung von Schubschwellen (Aufkantungen) zur Lagesicherung; Ausführung der Schubschwellenkante sowohl schräg, siehe Bild 3 c) als auch vertikal, Bild 3 a),
- Bewehrungsschlaufen als Anschlussbewehrung zwischen Gesimsbalken und Kragarm, Bild 3 a) unten rechts, Bild 3 c).

Bild 3 zeigt, dass Mitte der sechziger Jahre sowohl eine Verankerung durch Bewehrungsanschluss als auch durch Ausbildung einer Schubschwelle gängige Ausführungspraxis war, siehe Bild 3 a). Ende der 60er Jahre wird im Betonkalender dann ausdrücklich nur noch die Ausbildung einer Schubschwelle angeführt, Bild 3 b). In den 70er Jahren schließlich ist diese Ausführungsform nicht mehr Stand der

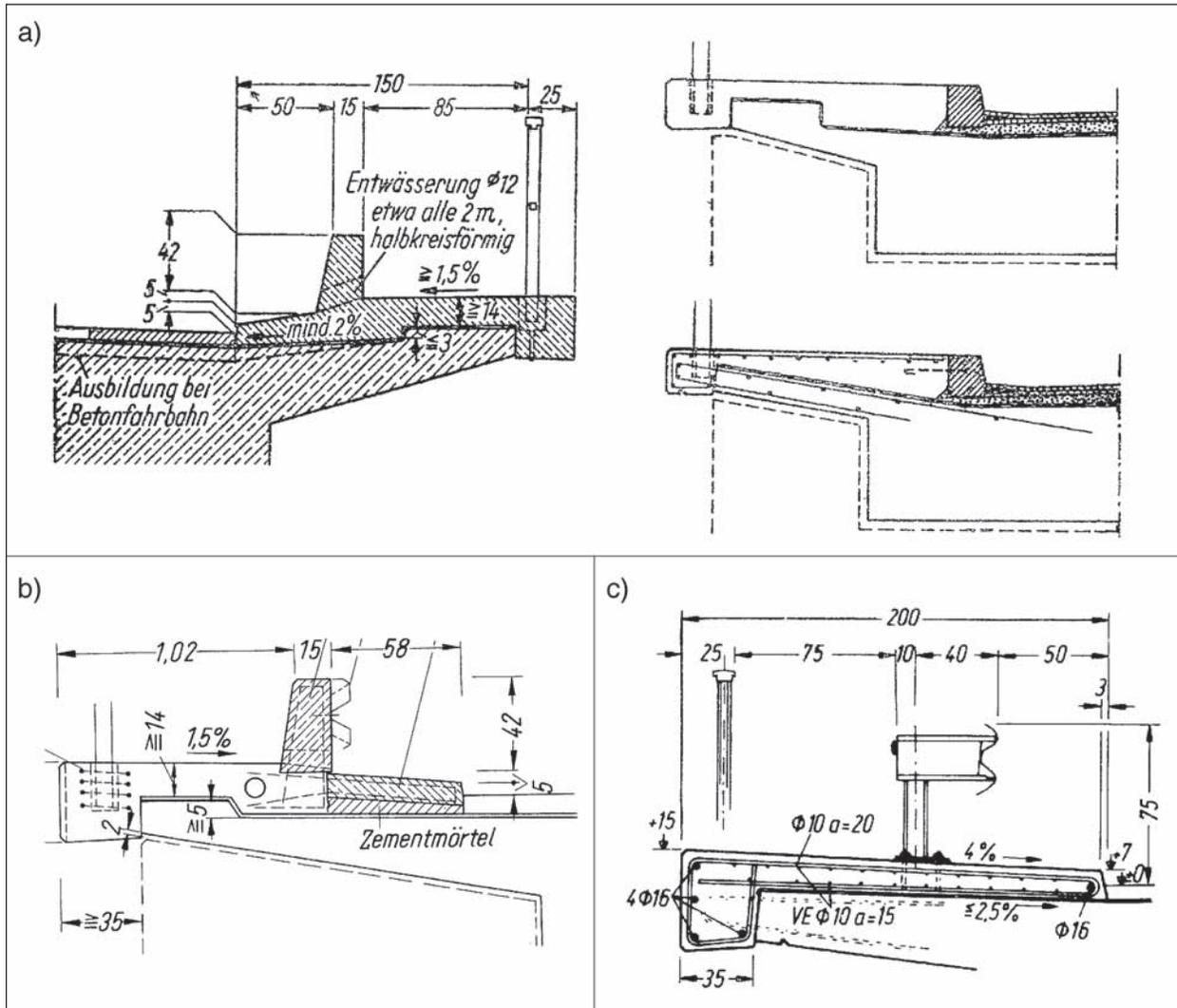


Bild 3: Auszüge aus den Betonkalendern der Jahre a) 1966, b) 1969 und c) 1975 (Betonkalender); in der Vergangenheit übliche bauliche Durchbildung im Brückenkappenbereich

Technik. Die Brückenkappe wurde von nun an üblicherweise mittels Anschlussbewehrung verankert, Bild 3 c), da die Herstellung von Schubschwellen aufwendig und fehleranfällig war.

Nicht selten wurden allerdings statt der standardmäßig vorgesehenen bügelförmigen Verankerungseisen, die einen günstigen inneren Hebelarm zur Aufnahme des Anschlussmomentes gewährleisten, mittig liegende Bewehrungseisen angeordnet, siehe Bild 4. Nachträgliche Biegenachweise zur Aufnahme planmäßiger Anschlussmomente (Anprall, nachtr. LSW o. Ä.) können bei dieser Bauweise in der Regel nicht erbracht werden.

Durch die schubstarre Anbindung der Kappe an den Überbauquerschnitt infolge der Anschlussbewehrung ergeben sich Zwangsbeanspruchungen in der Kappe, die in vielen Fällen zu erheblichen Risschädigungen führten. Vor diesem Hinter-

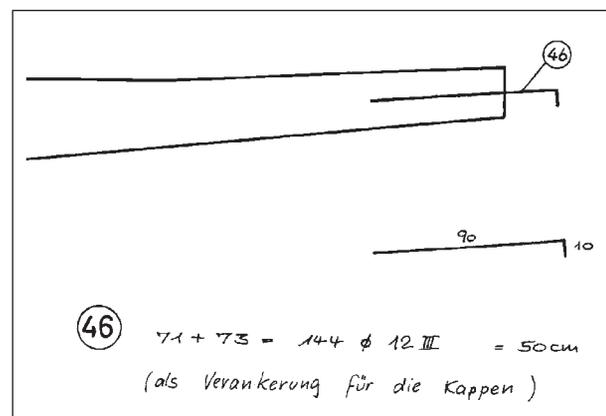


Bild 4: Beispiel für mittig angeordnete Verankerungseisen als Verankerung für die Kappen (Br.-Bw. von 1974)

grund wurden Querfugen im Abstand von 10 m bis 20 m angeordnet. Allerdings stellten diese Schwachstellen für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion dar. Deshalb wurde eine fugenlose Her-

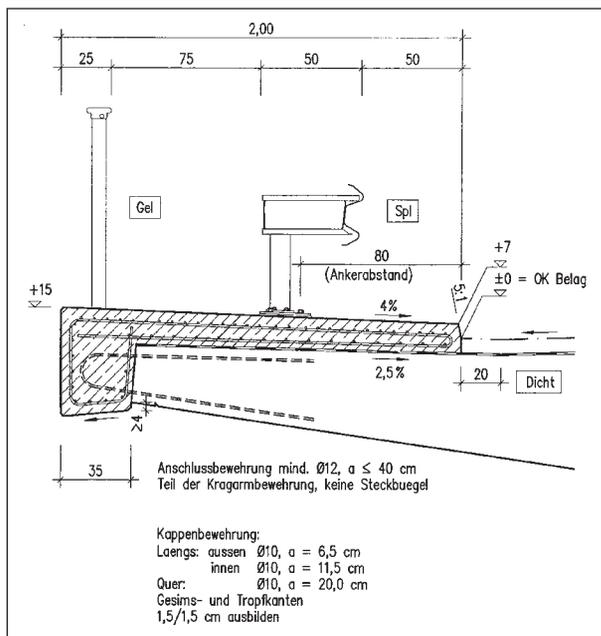


Bild 5: Auszug aus der Richtzeichnung Kap 1, Stand Mai 1994 (RiZ-ING)

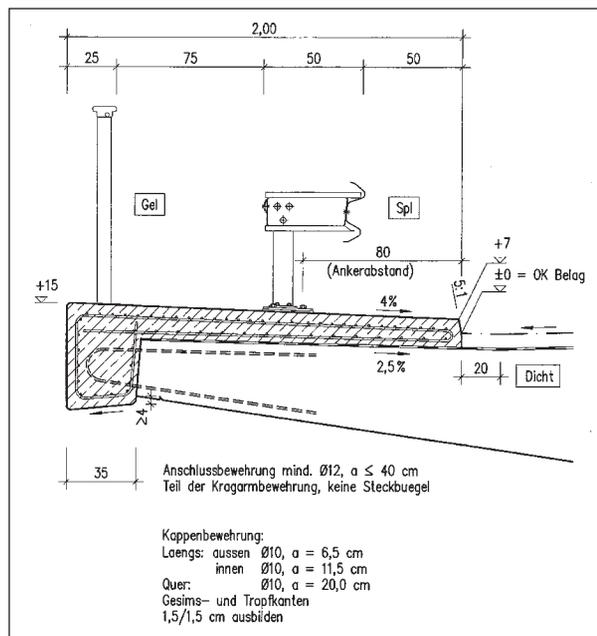


Bild 6: Auszug aus der Richtzeichnung Kap 1, Stand Dez. 2004 (RiZ-ING)

stellung angestrebt (KRACKE & LODDE). Um die damit einhergehende Rissbildung in den Kappen infolge der Zwangsbeanspruchungen zu begrenzen, wurde die vorgeschriebene Mindestbewehrung der Kappe erhöht. So wurde bspw. die außen liegende Längsbewehrung von Ø 10/15 cm (vgl. Bild 3 c) auf Ø 10/6,5 cm erhöht, siehe Bild 5 und Bild 6.

Deutlich später erst erfolgte eine Erhöhung der erforderlichen Bewehrung zur Verankerung der Kappe auf dem Überbau. Hintergrund für diese Erhöhung war der Einsatz modernisierter Rückhaltesystemen, deren lokale Beanspruchungen (siehe Kapitel 3.3) höhere Anforderungen an die Lastweiterleitung gegenüber den zuvor üblicherweise eingesetzten EDSP-Systemen stellen. In der Neufassung der RiZ-ING Kap von 2009 wurde die Kappenanschlussbewehrung daher von Ø 12/40 cm auf Ø 14/20 cm erhöht.

Die Ausführungsqualität von Schubschwellen bei Bestandsbauten ist sehr häufig als mangelhaft zu beurteilen. Dies wurde im Zuge von Instandsetzungsarbeiten, bei denen die Kappen entfernt wurden, mehrfach festgestellt, siehe Bild 7 und Bild 8.

In vielen Fällen ist eine flächige, schieferartige Ablösung des Betons im Bereich der Schubschwellen zu beobachten, so dass die Bewehrung freiliegt. Folgende Einflussfaktoren können hierfür verantwortlich gemacht werden:



Bild 7: Freigelegte Schubschwelle im Zuge der Instandsetzung Talbrücke Rahmede

- Abweichungen von der planmäßigen Formgebung infolge von Maßnahmen im Zuge der Herstellung von Gradientenausgleich und Abdichtung,
- mangelhafte Betonqualität,
- unzureichende Betondeckung, Karbonatisierung, Bewehrungskorrosion.

Des Weiteren ist korrodierte oder durch mechanische Einwirkung in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigte Anschlussbewehrung zu erwarten.



Bild 8: Abbruch der Schubschwelle im Zuge der Instandsetzung Sudbachtalbrücke

4.1.3 Tabellarische Übersicht über Bestandsbauwerke

Tabelle 6 und Tabelle 7 enthalten eine Auswahl bestehender Straßenbrücken, die in der jüngsten Vergangenheit bei der Ruhrberg Ingenieurgesellschaft Gegenstand rechnerischer Untersuchungen waren. Soweit entsprechende Ausführungsunterlagen vorlagen, wurden insbesondere die folgenden baulichen Eigenschaften zusammengestellt:

- Kappen- und Kragarmabmessungen,
- Ausführung der Kappenverankerung,
- Biegebewehrung des Kragarms in Querrichtung.

lfd. Nr.	Brückenbauwerk	Baujahr	Querschnitt	Kappenbreite [m]	Kappenverankerung	Kragarmlänge [m]	Höhe Kragarmanschnitt [cm]	Höhe Kragarmrand [cm]	Einspannbewehrung Kragarm
1	Brücke Volmetalstraße (Hagen)	um 1975	Einzelliger Hohlkasten (Regelquerschnitt Zufahrtsrampe)	1,83	Anschlussbewehrung einlagig mittig D16/50 = 4,0 cm ² /m	2,60	40		D12/20 = 5,65 cm ² /m (schlaff) 4,8 cm ² /144 = 3,3 cm ² /m (vorgespannt St 145/160)
2	Brücke über die Wiemelhauser Str.	1962/63	Plattenquerschnitt (h = 1,0 m)	2,00	Schubschwelle ohne Anschlussbewehrung	1,60	36	21	D16/10 = 20,1 cm ² /m
3	Brücke über die Grothusstraße (L 633) (Emscherschnellweg, Gelsenkirchen)	1970	Zwei einzellige Hohlkästen (Überbau I)	1,75	Anschlussbewehrung	2,92	40		
		1970	Zwei einzellige Hohlkästen (Überbau II)	1,75	Anschlussbewehrung	1,54			
4	Brücke über die Hans-Böckler-Allee (Emscherschnellweg, Gelsenkirchen)	1970	Plattenquerschnitt (h = 0,825 m) (vorgespannt)	1,75	Anschlussbewehrung	1,35	30	18	D16/16,5 = 12,2 cm ² /m
5	Brücke über die Hesslerstraße (Emscherschnellweg, Gelsenkirchen)	1970	Vierstegiger Plattenbalkenquerschnitt	1,75	Schubschwelle ohne Anschlussbewehrung	1,65	40	18	
6	Hochstraße Kreisel Barkauer Weg (Kiel, Bw 46.01)	1970	Plattenquerschnitt mit kreisrunden Hohlkörpern (h = 1,25 m) (längs und quer vorgespannt)	1,75	Schubschwelle und Anschlussbewehrung	1,95 + 2,63	40		D12/25 = 4,5 cm ² /m (schlaff, St III) 4,7 cm ² /m (vorgespannt, St 80/105) (untersuchter Schnitt Mitte Kragarm)
7	Brücke i. Z. d. L 696 „Werkshagenerstr.“ über die BAB 45			1,95	Schubschwelle und Anschlussbewehrung		26	22	
8	Talbrücke Schwerter Straße (Iserlohn)	1968	Zwei einzellige Hohlkästen	1,75	Schubschwelle und Anschlussbewehrung	4,85	54	24	
9	Brücke über den Fontaneweg (Zubringer Talbrücke Schwerter Str., Iserlohn)	1973	Spannbetonplatte, mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung						schlaff bewehrt, Aufnahme des Kragarmmomentes nicht möglich
10	Brücke i. Z. d. BAB A 30 „Neue Elise“ (Raum Bünde)		Zweistegiger Plattenbalkenquerschnitt	1,75	Schubschwelle, Verbundanker nachgerüstet wg. LSW	2,63	40	25	D10/25 + D8/50 = 4,16 cm ² /m (schlaff) + Vorspannung
11	Brücke i. Z. d. B 55 (Lippstadt)		Dreistegiger Plattenbalken	1,75	Anschlussbewehrung einlagig mittig D16/50 = 4,0 cm ² /m	2,00	50	16	D18/19 + D12/19 = 19,3 cm ² /m (schlaff)
12	Talbrücke Rahmede (bei Lüdenscheid)	um 1970	Stahlverbundquerschnitt mit zwei Hauptträgern, Stahlfachwerk in Querrichtung		Schubschwelle ohne Anschlussbewehrung				
13	Brücke i. Z. d. BAB 59 über Ost-Süd-Rampe, Duisburg Hamborn	1975	Plattenquerschnitt (h = 0,9 m)	1,1/2,0	Anschlussbewehrung 2-schnittig D12/40	0,7/1,1	30	17	D16/25 + D16/200 = 9,0 cm ² /m (BST IIIb)
14	Brücke i. Z. d. B 76, Plön	1974	Plattenquerschnitt (h = 0,9 m)	2,00	Anschlussbewehrung einlagig mittig D12/50 = 2,2 cm ² /m	0,60	25	22	D14/20 = 7,7 cm ² /m (BST IIIb)
15	Brücke i. Z. d. BAB A 1 über Elisabethstraße, Lübeck	1972	Plattenquerschnitt (h = 0,52 m)	1,75	Schubschwelle ohne Anschlussbewehrung	0,85	30	27,5	7,0 cm ² /m (BST IIIb)

Tab. 6: Untersuchte Bestandsbauwerke hinsichtlich Kappen- und Kragarmausführung (Teil 1)

lfd. Nr.	Brückenbauwerk	Baujahr	Querschnitt	Kappenbreite [m]	Kappenverankerung	Kragarmlänge [m]	Höhe Kragarmanschnitt [cm]	Höhe Kragarmrand [cm]	Einspannbewehrung Kragarm
16	Brücke Lauberg i. Z. der Westtangente in Bochum	1990	Einstegiger Plattenbalken (Überbau 1 und 4)	2,3/2,0	Anschlussbewehrung	3,1/2,9	47	20	D16/10 = 20,1 cm ² /m
		1990	Einstegiger Plattenbalken (Überbau 2 und 3)	2,00	Anschlussbewehrung	4,00	62	20	D16/10 = 20,1 cm ² /m
17	Brücke Marbach i. Z. der Westtangente in Bochum	1990	Zweistegiger Plattenbalken (Überbau Süd und Nord)	2,00	Anschlussbewehrung	1,65	30	20	5,6 cm ² /m
18	Hoffsche Straße, Brücke i. Z. der BAB 42 (ESW)	1985	Einzelliger Hohlkasten (zwei identische Überbauten)	2,00	Telleranker	3,965	45	23	4,9 cm ² /m (BSt 420/500 RK) 13,3 cm ² /m (vorgespannt, St 1325/1470)
19	AS Duisburg-Beeck, Brücke i. Z. der BAB 42 (ESW)	1980	Zweizelliger Hohlkasten (zwei identische Überbauten)	2,00	Ankerschienen	4,00	50	21	D12/20 = 5,65 cm ² /m (BSt 420/500 RK) 12,0 cm ² /m (vorgespannt, St 1325/1470)

Tab. 6: Fortsetzung

lfd. Nr.	Brückenbauwerk	Baujahr	Querschnitt	Kappenbreite [m]	Kappenverankerung	Kragarmlänge [m]	Höhe Kragarmanschnitt [cm]	Höhe Kragarmrand [cm]	Einspannbewehrung Kragarm
20	Papiermühlenstraße, Brücke i. Z. der BAB 42 (ESW)	1976	Mehrsteiger Plattenbalken (zwei Überbauten)	2,00	Anschlussbewehrung	0,67	31	31	D14/17 = 9,06 cm ² /m (BSt 420/500 RK)
21	Talbrücke Massener Heide	1970	Hohlkastenbrücke (zwei Überbauten)	2,25	Anschlussbewehrung	4,02	45	22	7,85 cm ² /m (St III b) 15,14 cm ² /m (vorgespannt, St 145/160)
22	Haarweg, Brücke i. Z. der B 63 ü. d. BAB 445	1972	Viersteiger Plattenbalken	1,75	Anschlussbewehrung	1,76	35	21	2,52 cm ² /m (Feldbereiche, St III b) 10,22 cm ² /m (Stützbereiche, St III b) 16,0 cm ² /m (vorgespannt, St 145/160)
23	Brücke i. Z. der L 795 „Wickeder Straße“ ü. d. BAB 445	1971	Zweistegiger Plattenbalken	2,25	Anschlussbewehrung	2,20	50	20	3,93 cm ² /m (St III b) 11,6 cm ² /m (vorgespannt, St 145/160)
24	Überführung Wirtschaftsweg „Vor den Teichen“ ü. d. BAB 43	1969	Einstegiger Plattenbalken	1,00		1,98	40	16	7,66 cm ² /m (St III b)
25	Talbrücke Seilersee i. Z. der BAB 46 in Iserlohn	1973	Zweizelliger Hohlkasten	1,85	Anschlussbewehrung Ø 12/30 = 3,8 cm ² /m einlagig exzentrisch (St III b)	2,21	37	26	Ø 8/25 = 2,0 cm ² /m (St III b) 8,04 cm ² /1,86 m = 4,3 cm ² /m (vorgespannt, St 80/105) Verankerung 20 cm eigerückt + 8,04 cm ² /1,86 m = 4,3 cm ² /m (vorgespannt, St 80/105) Verankerung 80 cm eigerückt
26	Brücke Grümannsheide i. Z. der BAB 46	1969	Zweistegiger Plattenbalken	1,75	Anschlussbewehrung Ø 14/100 = 3,1 cm ² /m zweilagig (St III b)	4,27	41	27	Ø 10/25 = 3,1 cm ² /m (St III b) 8,0 cm ² /0,66 m = 12,1 cm ² /m (vorgespannt, St 135/150)
27	Brücke Schwanenseepark	1980	Zweistegiger Plattenbalken	4,95	Telleranker, a = 2,0 m	5,65	50	25	Ø 12/25 = 4,5 cm ² /m (BSt 420/500) 5,6 cm ² /0,6 m = 9,3 cm ² /m (vorgespannt, St 1570/1770) 5,6 cm ² /0,6 m = 9,3 cm ² /m (vorgespannt, St 80/105) Verankerung um 3,70 m eigerückt

Tab. 7: Untersuchte Bestandsbauwerke hinsichtlich Kappen- und Kragarmausführung (Teil 2)

4.2 Aktueller Stand der Technik

4.2.1 Kragarmausbildung

Die Darstellung der gängigen Ausführungsformen massiver Kragarme in Bild 3 gilt nach wie vor, vgl. Kapitel 4.1.1.

Seit 2009 beträgt die Mindestquerschnittshöhe an der Kragarmspitze 25 cm (vorgegeben nach RiZ-ING).

4.2.2 Kappenausbildung und -verankerung

Neubauten

Allgemein gelten die ZTV-ING, Teil 3 Massivbau, Abschnitt 1 Beton. Ferner liegen zur Ausbildung von Brückenkappen für unterschiedliche Anwendungsbereiche Richtzeichnungen mit allen wesentlichen konstruktiven Randbedingungen vor (RiZ-ING Kap).

Kappen werden fugenlos hergestellt. Unzulässige Rissbreiten infolge von Zwangsbeanspruchungen werden über eine ausreichende Bewehrung zur Rissebeschränkung, über Betongüte, Betonzusatzmittel und Herstellung ausgeschlossen (KRACKE et al.).

Die Kappenverankerung ist entsprechend den aktuellen Richtzeichnungen mit einer Anschlussbewehrung $\varnothing 14/20$ ($7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$) in Schlaufenform sicherzustellen, siehe Bild 9. Gegenüber der zuvor vorgegebenen Bewehrungsmenge von $\varnothing 12/40$ ($2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$) hat sich die erforderliche Anschlussbewehrung damit deutlich erhöht, vgl. Kapitel 4.1.2.

Die Mindestbewehrung der Kappen zur Vermeidung unzulässiger Rissbreiten ist ebenfalls in den Richtzeichnungen der BAST vorgegeben, siehe Bild 9. Die angegebenen Bewehrungsmengen sind seit 1994 unverändert geblieben, vgl. Kapitel 4.1.2, Bild 5.

Instandsetzung von Bestandsbauten

Es gibt derzeit kein allgemein gültiges Vorgehen zur Ausführung der Kappenverankerung bei der Kappenerneuerung. Ein Lösungsvorschlag hierzu wird in Kapitel 5.4 entwickelt.

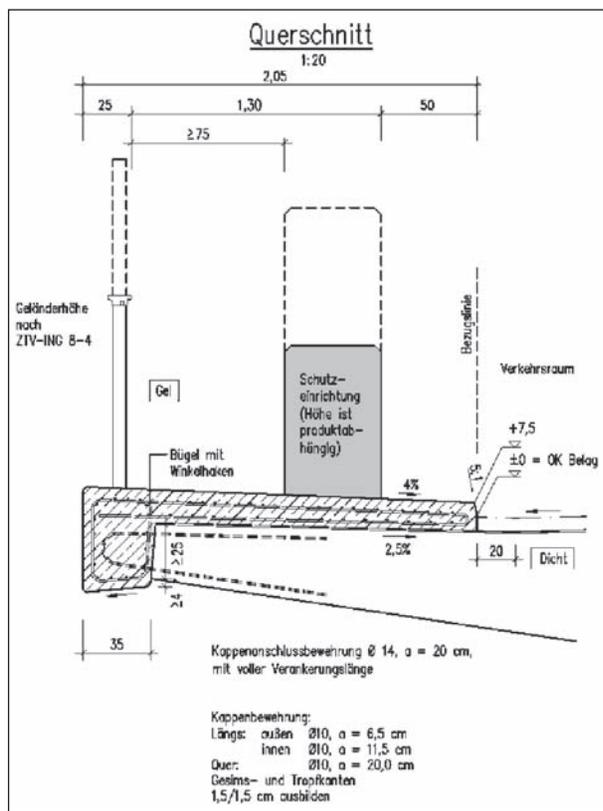


Bild 9: Auszug aus der aktuellen Richtzeichnung Kap 1, Blatt 1; Stand Dez. 2009 (RIZ-ING)

4.3 Auswirkungen der konstruktiven Durchbildung auf die Bemessung

Die Bemessung der Kappenverankerung und des Kragarms wird im Wesentlichen von den folgenden baulichen Randbedingungen beeinflusst:

- Kragarmlänge,
- Querschnittshöhe im Kragarmanschnitt,
- Querschnittshöhe an der Kragarmspitze,
- Lage und Menge der Anschlussbewehrung von der Kappe in den Kragarm,
- Lage und Menge der oben liegenden Kragplattenbewehrung in Querrichtung; evtl. Abstufungen der Bewehrungsmenge,
- Lage und Menge der Quervorspannbewehrung; evtl. Abstufungen der Vorspannbewehrung,
- Ort der Lasteinleitung bzw. Position des Schutzsystems.

Daneben sind für die Kragarmbemessung weitere systembedingte Einflussgrößen von Bedeutung:

- elastische Einspannwirkung an der Einspannstelle,
- Dickenverhältnis zwischen Kragarmspitze und Einspannstelle,
- Steifigkeit der Kappe und dabei insbesondere des stirnseitigen Gesimsbalkens.

Eine elastische Einspannung an der Einspannstelle wirkt sich günstig auf die Verteilung der Kragarmbeanspruchungen aus. So belegen Untersuchungen von GRAßHOFF [GRAßHOFF] und HOMBERG [HOMBERG & ROPERS], dass die Einspannmomente von Kragplatten in die teilweise recht schlanken Hauptträgerstege von Plattenbalkenquerschnitten gegenüber den Werten der starr eingespannten Platte absinken. Die Auswertung entsprechender Einflussflächen zeigt Abweichun-

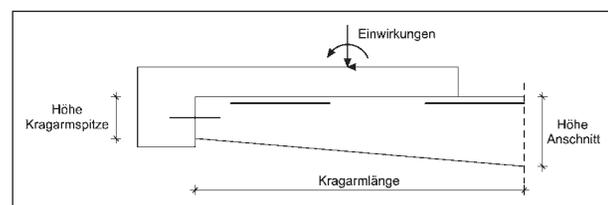


Bild 10: Bauliche Einflüsse auf die Bemessung der Kappenverankerung und des Kragarms

gen von weniger als 10 %. Die Vernachlässigung der elastischen Einspannung bei der Kragarmbemessung liegt somit geringfügig auf der sicheren Seite, vgl. NEUMANN. Die damit verbundene Systemreserve kann ggf. rechnerisch genutzt werden.

Das Dickenverhältnis zwischen Kragarmspitze und Einspannstelle hat einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Schnittkraftverteilung in der Kragplatte. Es werden daher im Rahmen der numerischen Untersuchungen zur Herleitung der Bemessungshilfe in Kapitel 9 explizit bei den Varianten $h_1/h_0 = 1; 1,5; 2$ und 3 berücksichtigt.

Die lastverteilende Wirkung der Brückenkappen ergibt sich aus der Kappensteifigkeit. Zum einen findet eine Verteilung der Vertikallasten in Brückenlängsrichtung infolge der Kappen- und vor allem der Gesimssteifigkeit statt. Zum anderen verteilt sich die einwirkende Horizontallast in Folge der Scheibentragwirkung der Kappe – die Kappe wirkt als wandartiger Träger.

4.4 Fallbeispiele

4.4.1 Plattenbrücke mit kurzem Kragarm

Sollen bestehende Plattenbrücken mit kurzen Kragarmen mit modernen Schutzsystemen ausgerüstet werden, so ergeben sich in den allermeisten Fällen Defizite in der Biegebemessung im Kragarmanschnitt unter Berücksichtigung der Anpralllasten nach DIN-FB, Abs. IV-4.7.3.3. Ursache hierfür ist die geringe mittragende Breite im Anschnitt bei kurzen Kragarmen (vgl. Kurven von DIN-FB-Modell System Hz und System H4b in Bild 70), die in Verbindung mit der vorgegebenen lokalen Momenteneinwirkung infolge der Horizontallast (Hebelarm konstant) zu verhältnismäßig hohen Spitzenwerten für die Einspannmomente führt.

In Bild 11 ist exemplarisch die Randkappe einer schlaff bewehrten Plattenbrücke (Bw 72 i. Z. d. A 1 bei Lübeck, Baujahr 1975) mit einem 85 cm langen Kragarm dargestellt.

Die Anschnittshöhe beträgt 30 cm. Als obere Einspannbewehrung wurden $\varnothing 14/23 \text{ cm} = 7,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$) mit einer statischen Nutzhöhe von 25 cm eingebaut.

Unter Zugrundelegung eines H2-Systems mit $H = 200 \text{ kN}$ und $V = 180 \text{ kN}$ ergibt sich im Kragarmanschnitt ein auf die obere Bewehrungslage bezoge-

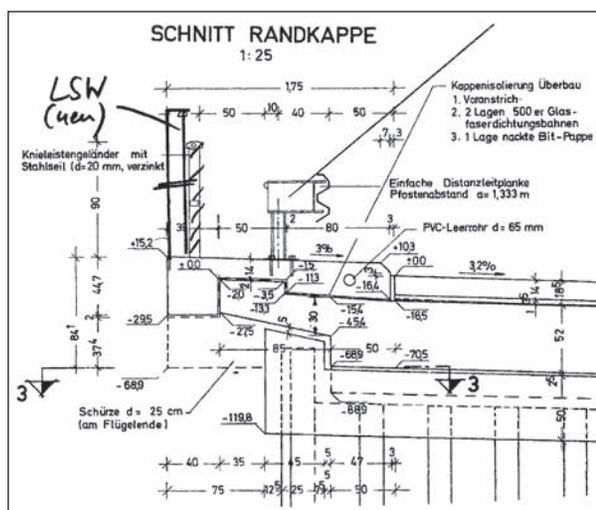


Bild 11: Plattenbrücke mit kurzen Kragarmen: Auszug Übersichtsplan (Bw 72 i. Z. d. A 1 bei Lübeck)

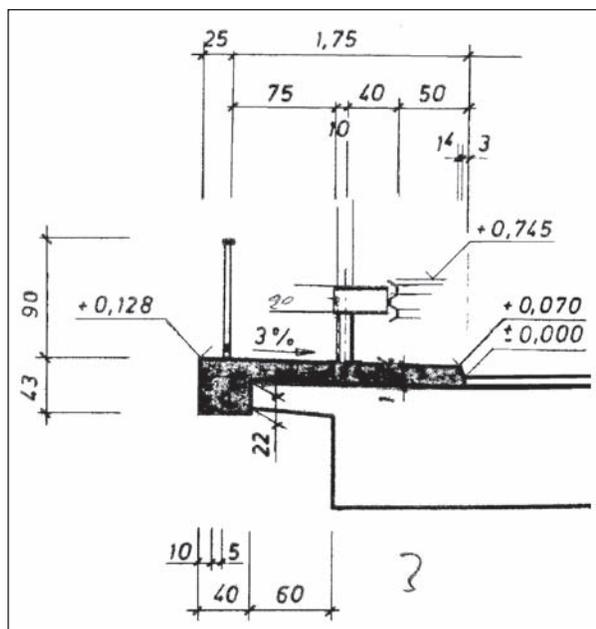


Bild 12: Plattenbrücke mit kurzen Kragarmen: Auszug Übersichtsplan (Bw B 76 ü. GuR + DB in Plön)

nes Bemessungsmoment von $m_{sds} \approx 140 \text{ kN/m}$ und eine erforderliche Bewehrung von $a_s \approx 15 \text{ cm}^2/\text{m}$ unter Berücksichtigung der o. a. Streckgrenze. Die vorhandene Bewehrung ist nicht ausreichend, so dass der Biegenachweis nicht erbracht werden kann.

Ein weiteres Beispiel für eine Plattenbrücke mit kurzen Kragarmen ist in Bild 12 dargestellt (Brücke i. Z. d. B 76 in Plön, Baujahr 1974). Die Einspannbewehrung beträgt in diesem Fall $\varnothing 14/20 \text{ cm} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$). Der Nachweis der Kappenverankerung gemäß DIN-FB kann auch hier nicht erbracht werden.

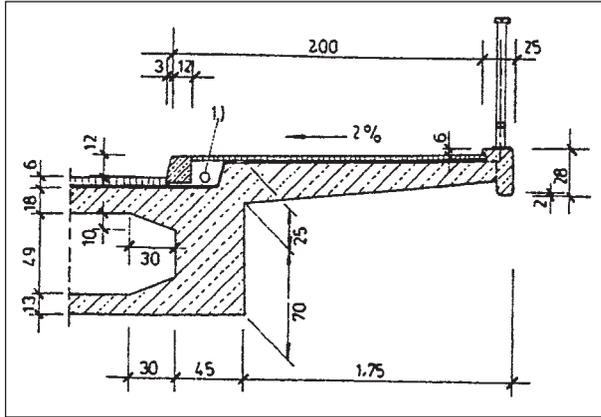
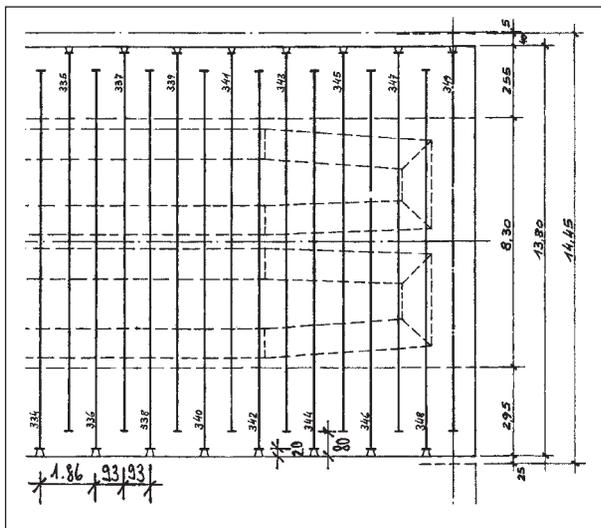


Bild 13: Geringe Bauhöhe im Kragarmanschnitt: Auszug Übersichtsplan (Brücke ü. d. Ischelandteich in Hagen)

4.4.2 Geringe Bauhöhe im Kragarmanschnitt

Bestandsbauwerke wurden teilweise mit sehr geringen Querschnittshöhen im Kragarmanschnitt ausgeführt, vgl. Bild 13.

Bei einer Umrüstung des dargestellten Bauwerkes (Brücke ü. d. Ischelandteich in Hagen, Baujahr 1961) auf ein modernes Schutzsystem gelingt der Biegenachweis im Kragarmanschnitt unter Berücksichtigung der Anpralllasten nach DIN-FB, Abs. IV-4.7.3.3 aufgrund der geringen statischen Nutzhöhen oft nicht, so dass eine Ertüchtigung des Kragarms erforderlich wird.



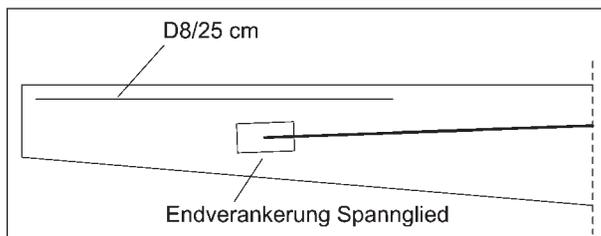


Bild 16: Zurückgesetzte Querspannglieder: Prinzipdarstellung

Der nachträgliche Einbau von Bewehrung bis in eine Tiefe, die einen Kraftschluss mit der Vorspannkraft erlaubt, ist baupraktisch nicht umsetzbar.

Stattdessen ist die Verwendung von Tellerankern zur Aufnahme der Momentenbeanspruchung in derartigen Fällen unabdingbar. Zwar wird auch in diesem Fall die Kragarmspitze durch eine vertikale Kraft (Komponente des vertikalen Kräftepaars zur Aufnahme der Momenteneinwirkung) belastet und erfährt dadurch eine Momentenbeanspruchung. Jedoch kann bei Sicherstellung eines ausreichend großen Hebelarms der Vertikalkraftkomponenten (Zugkraft im Anker, Druckkraft an der Kragarmspitze) der Nachweis der Kappenverankerung ggf. erbracht werden. Die Verwendung eines Schutzsystems mit möglichst geringen lokalen Einwirkungsgrößen (vgl. Kapitel 3.3) wird dabei vorausgesetzt.

5 Untersuchungen zur Verankerung von Brückenkappen

5.1 Vorbemerkungen

Sowohl im Neubau als auch beim Umgang mit Bestandsbauwerken ist die Verankerung der Brückenkappen auf dem Überbau sicherzustellen.

Die bemessungsrelevanten Lasten ergeben sich dabei, wie in Kapitel 3.3 dargestellt, aus dem lokalen Widerstand der Schutzeinrichtung. Für den Fall, dass eine Lärmschutzwand auf der Kappe montiert wird, können auch weiterzuleitende Windlasten für den Nachweis der Kappenverankerung maßgebend sein.

Die Kappenverankerung im Neubau ist bei einer Ausführung gemäß RiZ-ING Kap für die bis dato in der Einsatzfreigabeliste der BAST (siehe Kapitel 2.3) aufgeführten Schutzeinrichtungssysteme erfüllt.

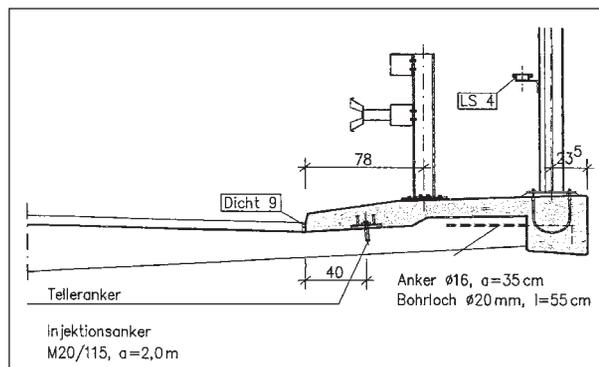


Bild 17: Beispiel für eine Instandsetzung im Brückenkappenbereich, Einsatz von Tellerankern und nachträglich eingebauter Bewehrung, Talbrücke Schwerter Straße (Iserlohn)

Wird im Zuge einer Bauwerks-Instandsetzung lediglich der ursprüngliche Zustand wiederhergestellt, sodass die Einwirkungen aus dem Schutzsystem unverändert bleiben (z. B. EDSP als H1-System vorher und nachher), kann auf einen erneuten rechnerischen Nachweis der Kappenverankerung verzichtet werden.

In der Regel findet jedoch im Zuge der Instandsetzung eine Umrüstung auf ein modernes Schutzsystem statt, vgl. Kapitel 1 (3) (a) in RPS 2009. Für diesen Fall ist immer ein Nachweis der Kappenverankerung und der Kappe zu erbringen. Dabei kommen grundsätzlich folgende Möglichkeiten zur Verankerung der Kappen in Frage, siehe hierzu Bild 17:

- Weiternutzung vorhandener Schubschwellen,
- Weiternutzung vorhandener Anschlussbewehrung,
- Einbau von Tellerankern,
- nachträglicher Einbau von Anschlussbewehrung.

5.2 Zum Einsatz von Tellerankern

Bei der Bemessung von Tellerankern, die nicht nur durch Zug- sondern auch durch Querkkräfte beansprucht werden, sind entsprechende Interaktionsbeziehungen zu berücksichtigen (Bild 18).

Wie die schwarze Kurve zeigt, die einen Standard-Telleranker gemäß alter und mittlerweile zurückgezogener Richtzeichnung Kap 14 repräsentiert, nimmt die aufnehmbare Zugkraft mit steigender Querkraft rapide ab. Schon bei einer Querkraft von

etwa 7 kN reduziert sich die aufnehmbare Zugkraft bei Tellerankern ohne Querkraftscheibe um die Hälfte. Dieser Zusammenhang erklärt sich dadurch, dass die Schrauben der Telleranker bei Querlasten

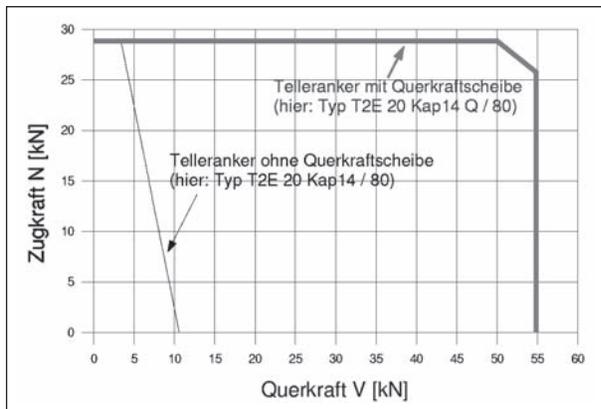


Bild 18: Interaktionsbeziehung zwischen Zug- und Querkraftbeanspruchung bei Tellerankern mit Querkraftscheibe (graue Kurve) und ohne Querkraftscheibe (schwarze Kurve), hier exemplarisch für den Tellerankertyp T2E 20 Kap 14/80 des Herstellers Schnabel (SCHNABEL); Ankerabstand 400 mm vom Schrammbord

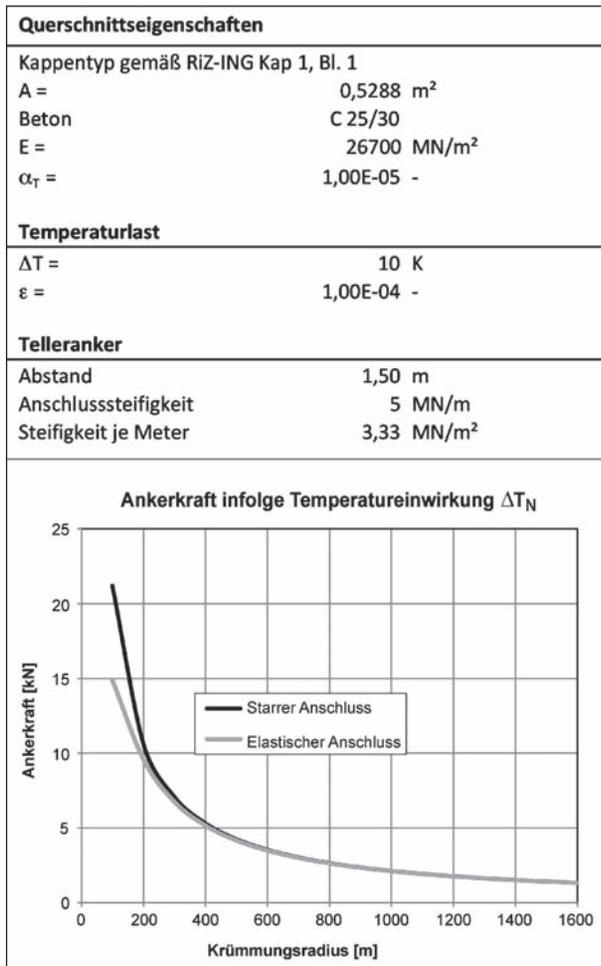


Bild 19: Temperaturbeanspruchung Telleranker – Eingangswerte und Ergebnisse

auf Biegung beansprucht werden, was zu hohen BiegeNormalspannungen führt, die mit den Normalspannungen aus der Zugbeanspruchung zu überlagern sind. Im Hinblick auf eine wirtschaftliche Nutzung von Tellerankern sind Querlasten daher zu vermeiden, wobei es sich sowohl um planmäßige als auch unplanmäßige Querbeanspruchungen – beispielsweise infolge Temperatur sowie Kriechen und Schwinden – handeln kann.

Insbesondere bei gekrümmten Überbauten können sich Zwangsbeanspruchungen in Querrichtung aus Temperaturlastfällen in nennenswerter Größenordnung ergeben. Dies soll anhand einer Beispielrechnung gezeigt werden. Es wurde untersucht, wie sich ein Temperaturunterschied von 10 K zwischen Kappe und Fahrbahnplatte auf die Ankerkraft in Querrichtung bei gekrümmten Überbauten auswirkt.

Die Eingangswerte und Ergebnisse der Berechnung sind in Bild 19 dargestellt. Dabei wurde zwischen einem starren und einem elastischen Anschluss der Kappe an den Überbau unterschieden. Die Anschlusssteifigkeit des elastischen Anschlusses wurde dabei abgeschätzt, wobei aus dem Diagramm hervorgeht, dass deren Größenordnung nur bei kleinen Krümmungsradien relevant ist.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass bei Krümmungsradien bis 400 m bereits relativ kleine Temperaturunterschiede zwischen Kappe und Fahrbahnplatte bemessungsrelevante Querbeanspruchungen der Telleranker hervorrufen können. Zur Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen sollten vor diesem Hintergrund grundsätzlich statt einachsiger verschieblicher Anker allseits verschiebliche Anker verwendet werden, soweit die baulichen Randbedingungen dies zulassen (vgl. Kapitel 5.4). Die Gefahr eines Ankerbruchs wird dadurch vermieden. Außerdem sind die Kosten für allseits verschiebliche Anker im Vergleich zu querfesten Ankern geringer.

5.3 Parameterstudie

5.3.1 Ziel und Vorgehensweise

Um verschiedene konstruktive Möglichkeiten zur Kappenverankerung im Zuge von Instandsetzungsmaßnahmen näher zu untersuchen, wurde eine Parameterstudie durchgeführt.

Gegenstand der Studie ist die Dimensionierung von Kappenanschlüssen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die außergewöhnliche Bemessungs-

situation Fahrzeuganprall. Dabei werden die folgenden Kappenanschluss-Varianten und deren Kombination berücksichtigt:

- Anschluss mit Tellerankern,
- Schubschwellen-Verankerung,
- stirnseitige Anschlussbewehrung.

Der Studie liegt eine standardmäßige Kappen-Kragarm-Konstruktion zugrunde, die mit Anpralllasten gemäß DIN-FB 101, Abs. IV-4.7.33 (2) belastet wird. Kappen- bzw. Kragarmlänge werden im Rahmen der Untersuchung variiert.

Die Berechnungen werden tabellarisch unter Verwendung von Excel durchgeführt.

Die Untersuchung liefert Größenordnungen für die Anzahl erforderlicher Telleranker bzw. für die erforderliche Anschlussbewehrung in Abhängigkeit von den Systemabmessungen bei Kappen-Kragarmkonstruktionen üblicher Bauweise. Die geometrischen Verhältnisse orientieren sich an den gültigen Richtzeichnungen (RiZ-ING).

5.3.2 Berechnungsgrundlagen

Zur Anwendung kommen die in Tabelle 8 aufgeführten Fahrzeugrückhaltesysteme, die exemplarisch für die beiden auf Brücken üblichen Aufhaltstufen H2 und H4b ausgewählt wurden. Die in der Tabelle aufgeführten STRASSEN NRW 2010 entnommenen Lastansätze ergeben sich aus den plastischen Momententragfähigkeiten der Pfosten unter Berücksichtigung des Erhöhungsfaktors von

1,25 gemäß DIN-FB 101, Abs. IV-4.7.3.3 (2) (vgl. Kapitel 3.3).

In Abhängigkeit vom systemabhängigen Pfostenabstand werden die einwirkenden Schnittgrößen jeweils in Linienlasten umgerechnet, die dann als Beanspruchung in die Parameterstudie eingehen, siehe Tabelle 10. Neben den Einwirkungen aus Fahrzeuganprall werden sämtliche Eigengewichtslasten berücksichtigt.

In Bild 20 ist das im Rahmen der Parameterstudie untersuchte System prinzipiell dargestellt. Es besteht aus der Brückenkappe, an der die Lasten aus dem Fahrzeugrückhaltesystem angreifen, und dem Kragarm des Brückenüberbaus. Der Anschluss zwischen Kappe und Kragarm erfolgt je nach untersuchter Systemkonfiguration unterschiedlich. Insgesamt werden acht verschiedene Konfigurationen untersucht, siehe Untersuchungsmatrix in Tabelle 9. Die Systemkonfigurationen T1 bis T4 bzw. B1 bis B4 werden in den nachfolgenden Kapiteln näher erläutert.

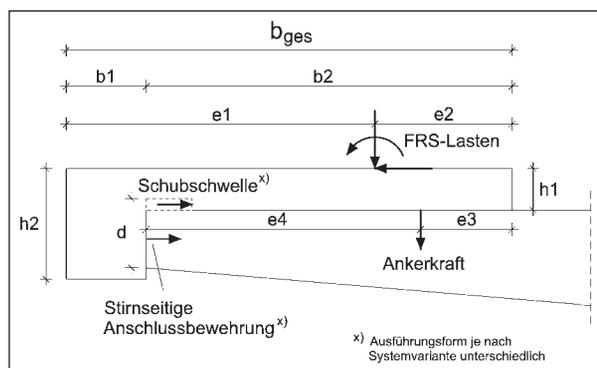


Bild 20: Parameterstudie – Prinzipielle Systemdarstellung

FRS		Pfostenprofil	Pfostenabstand [m]	Material/Pfosten	$M_{pl,d,Pfosten}$ [kNm]	zug. Q_d [kN]
Typ 1	Stahlsystem 1	C 125	1,33	S 235	18,5	61,6
Typ 2	Stahlsystem 2	V 140	1,33	S 235	26,6	93,5

Tab. 8: Parameterstudie – untersuchte Schutzvorrichtungen, Zahlenwerte aus STRASSEN NRW 2010

FRS	Verankerung mittels ...	Ohne Schubschwelle	Vertikale Schubschwelle	Schräge Schubschwelle $\mu = 1,0$	Schräge Schubschwelle $\mu = 0$
Typ 1	Telleranker	T1	T2	T3	T4
	Bewehrung	B1	B2	B3	B4
Typ 2	Telleranker	T1	T2	T3	T4
	Bewehrung	B1	B2	B3	B4

Tab. 9: Parameterstudie – Untersuchungsmatrix

a) Untersuchtes System: Typ 1		
Einwirkung aus FRS		
G_{SE}	1,0 kN/m	(Eigengewicht)
H'_{SE}	61,6 kN	
M'_{SE}	18,5 kNm	
Abstand der Pfosten:	1,33 m	
H_{SE}	46,3 kN/m	
M_{SE}	13,9 kNm/m	
Widerstand Anker		
$N_{Rd,Anker}$	36,0 kN/Anker	
Zulässige Spannung Bewehrungsstahl		
f_{yk}	50 kN/cm ²	
Wichte Beton		
γ_{Beton}	25 kN/m ³	
Systemabmessungen		
b_1	0,35 m	d 0,25 m
b_2	variabel	h_1 0,18 m
e_1	1,00 m	h_2 0,48 m
e_2	variabel (abhängig von b_2)	
e_3	0,40 m	
e_4	variabel (abhängig von b_2)	
b) Untersuchtes System: Typ 2		
Einwirkung aus FRS		
G_{SE}	1,0 kN/m	(Eigengewicht)
H'_{SE}	93,5 kN	
M'_{SE}	26,6 kNm	
Abstand der Pfosten:	1,33 m	
H_{SE}	70,3 kN/m	
M_{SE}	20,0 kNm/m	
Widerstand Anker		
$N_{Rd,Anker}$	36,0 kN/Anker	
Zulässige Spannung Bewehrungsstahl		
f_{yk}	50 kN/cm ²	
Wichte Beton		
γ_{Beton}	25 kN/m ³	
Systemabmessungen		
b_1	0,35 m	d 0,25 m
b_2	variabel	h_1 0,18 m
e_1	1,00 m	h_2 0,48 m
e_2	variabel (abhängig von b_2)	
e_3	0,40 m	
e_4	variabel (abhängig von b_2)	

Tab. 10: Eingangsgrößen für die Parameterstudie; a) Stahlsystem 1, b) Stahlsystem 2

Die in Bild 20 angegebene Kappenbreite b_{ges} wird im Rahmen der Parameterstudie variiert. Für die Größen b_1 , e_1 , e_3 , d , h_1 und h_2 werden auf Grundlage der gültigen Richtzeichnungen sinnvolle Annahmen getroffen. Diese Größen werden im Rahmen Berechnungen nicht verändert, siehe Tabelle 10. Weitere Eingangsgrößen für die Untersuchung sind ebenfalls Tabelle 10 zu entnehmen.

Als Telleranker wurde ein standardmäßiger und repräsentativer Anker mit einer Bemessungstragfähigkeit von $N_{Rd} = 36$ kN berücksichtigt. Es wurde davon ausgegangen, dass es sich um einen allseits verschieblichen Anker handelt.

Bei Vorhandensein einer Schubschwelle wird die Horizontalkraft vollständig der Schubschwelle zugewiesen, auch wenn eine zusätzliche Anschlussbewehrung vorgesehen ist. Die Bewehrung dient in diesem Fall ausschließlich der Aufnahme des Kippmomentes.

Im Rahmen der rechnerischen Untersuchung zur Kappenverankerung wurden die folgenden günstig wirkenden Traganteile vernachlässigt:

- Reibkräfte zwischen Brückenkappe und Kragarm in den Verbindungsfugen werden vernachlässigt.
- Bei der Untersuchung der Telleranker-Varianten wurde eine an der Kragarmspitze wirkende, horizontal gerichtete Abstützkraft nicht in Ansatz gebracht; der Hebelarm dieser Abstützkraft (Abstand zur horizontalen Kräftepaarkomponente an der Schubschwelle) ist im Vergleich zum Hebelarm der Ankerkraft gering und liefert somit einen vernachlässigbaren Anteil zum Verdrehwiderstand.

5.3.3 Kappenverankerung mit Tellerankern

Zunächst wurde eine Verankerung der Kappe mittels Tellerankern untersucht. Dabei wurden die in Bild 21 dargestellten und in Tabelle 11 näher beschriebenen Systemkonfigurationen behandelt.

In Kombination mit den Tellerankern wurde ein stirnseitiger Bewehrungsanschluss (T1) oder ein Anschluss mittels Schubschwellen (T2 bis T4) untersucht.

Das einwirkende Kippmoment wird bei den hier untersuchten Konfigurationen durch ein vertikales Kräftepaar kompensiert. Die Telleranker bilden dabei die Zugkraftkomponente, die sich im Gleichgewicht mit der Resultierenden der Druckspannungen im Bereich der Kragarmspitze befindet.

Unter Zugrundelegung der in Tabelle 8 aufgeführten Lasten wurden jeweils die erforderlichen Mindestabstände der Telleranker in Abhängigkeit der Kappenbreite bestimmt, Berechnungsprotokolle siehe Anhang.

In Bild 22 (Stahlsystem 1) und Bild 23 (Stahlsystem 2) sind die zugehörigen Ergebnisse dargestellt. Grundsätzlich sind die erforderlichen Abstände bei Typ 2 aufgrund der etwas höheren Einwirkungen gegenüber Typ 1 geringer, sodass für Typ 2 der Bedarf an Tellerankern prinzipiell größer ist.

Die größten Ankerabstände ergeben sich bei den Konfigurationen mit horizontal ausgerichteten Reaktionskräften an der Schubschwelle (vertikale Schubschwelle, schräge Schubschwelle mit vollem Reibanteil). Bei üblichen Kappenbreiten von etwa 2,0 m ergeben sich hier Mindestwerte für die

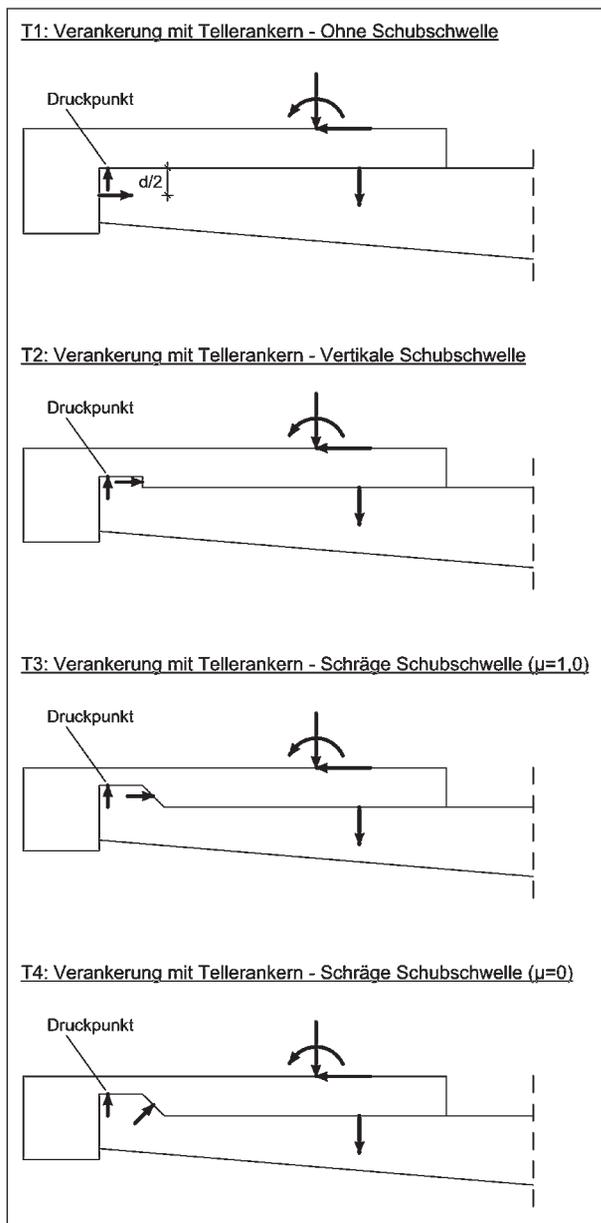


Bild 21: Systemkonfigurationen T1 bis T4 (Pfeillängen ohne Maßstab)

T1	Verankerung mit Tellerankern, ohne Schubschwelle, Anschlussbewehrung stirnseitig (mittig, nachträglich eingebaut oder bauseits vorhanden)
T2	Verankerung mit Tellerankern, vertikale Schubschwelle ($h = 5 \text{ cm}$) (ohne Anschlussbewehrung)
T3	Verankerung mit Tellerankern, schräge Schubschwelle (45° ; $h = 10 \text{ cm}$) mit vollem Reibanteil (Reaktionskraft parallel zur Horizontalkraft) (ohne Anschlussbewehrung)
T4	Verankerung mit Tellerankern, schräge Schubschwelle (45° ; $h = 10 \text{ cm}$) ohne Reibanteil (Reaktionskraft steht senkrecht auf schräger Schubschwelle) (ohne Anschlussbewehrung)

Tab. 11: Systemvarianten T1 bis T4

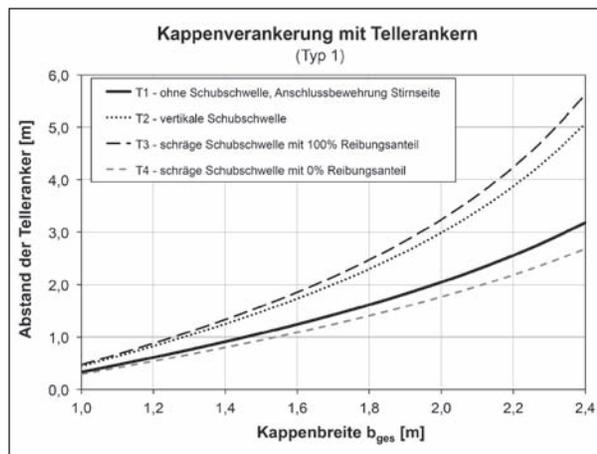


Bild 22: Ergebnisse Parameterstudie – Kappenverankerung mit Tellerankern, FRS-System Typ 1

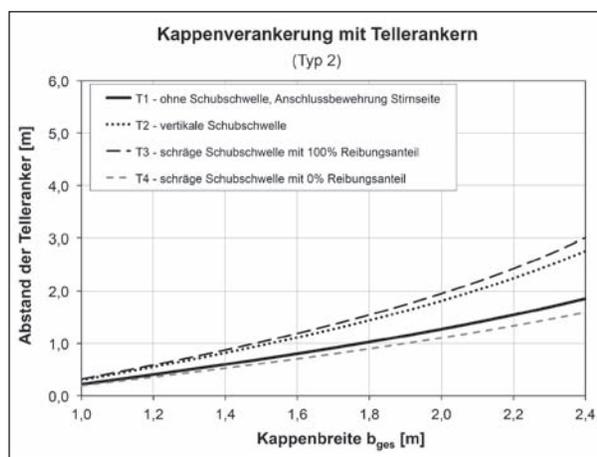


Bild 23: Ergebnisse Parameterstudie – Kappenverankerung mit Tellerankern, FRS-System Typ 2

Ankerabstände von etwa 3,0 m für Typ 1 sowie von etwa 2,0 m für Typ 2.

Der Grund dafür, dass die schräge Schubschwelle unter Ansatz des vollen Reibbeiwertes etwas günstigere Resultate liefert als die vertikale Ausführungsform, besteht darin, dass schräge Schubschwellen in der Regel kräftiger als vertikale Schubschwellen ausgeführt wurden. Im Rahmen der Parameterstudie wurde für die vertikale Schubschwelle eine Höhe von 5 cm, für die schräge Schubschwelle eine Höhe von 10 cm angenommen. Damit liegt die resultierende horizontale Reaktionskraft an der schrägen Schubschwelle 2,5 cm höher über OK-Kappe als bei der vertikalen Variante. Das einwirkende Kippmoment verringert sich dementsprechend um $\Delta M = H \cdot 2,5 \text{ cm}$. Bei gleicher Höhe von vertikaler und schräger Schubschwelle mit 100 % Reibung wären die T2- und T3-Kurven in Bild 22 und Bild 23 jeweils deckungsgleich.

Für den Fall, dass keine Haftreibung in der Reibfuge aktiviert werden kann, nimmt der Bedarf an Tellerankern deutlich zu (T4-Kurve). Dieser Effekt ergibt sich daraus, dass die nun senkrecht auf der schrägen Schubschwelle stehende (und damit ebenfalls schräge) Reaktionskraft eine vertikale Komponente besitzt, die das einwirkende Kippmoment noch verstärkt.

Bei einer Ausführung ohne Schubschwelle entfällt dieser ungünstige Effekt. Die Horizontalbeanspruchung wird von der stirnseitigen Anschlussbewehrung aufgenommen, und der erforderliche Abstand der Telleranker nimmt wieder etwas zu.

5.3.4 Kappenverankerung mit Bewehrungsanschluss

Im Rahmen der Parameterstudie wurde weiterhin die Verankerung der Kappe ausschließlich mittels stirnseitiger Kappenanschlussbewehrung untersucht. Dabei wurde eine Bügelbewehrung in Anlehnung an RiZ Kap 1 (Bild 9) vorausgesetzt.

Die untersuchten Systemkonfigurationen sind in Bild 24 systematisch dargestellt und in Tabelle 12 beschrieben.

Analog zu den vorausgegangenen Berechnungen wurde mit den FRS-Systemen und zugehörigen Lasten aus Tabelle 9 gerechnet.

Das Kippmoment wird nun durch ein horizontales Kräftepaar an der Kragarmspitze aufgenommen – die Zugkraft von der oberen Bewehrungslage, die Druckkraft als Resultierende der Betondruckspannungen am unteren Querschnittsrand. Die untere Bewehrungslage (unterer Bügelschenkel) liegt im Druckbereich. Eine Dehnungsverteilung im Quer-

B1	Anschlussbewehrung stirnseitig, ohne Schubschwelle
B2	Anschlussbewehrung stirnseitig, vertikale Schubschwelle (h = 5 cm)
B3	Anschlussbewehrung stirnseitig, schräge Schubschwelle (45°; h = 10 cm) mit vollem Reibanteil (Reaktionskraft parallel zur Horizontalkraft)
B4	Anschlussbewehrung stirnseitig, schräge Schubschwelle (45°; h = 10 cm) ohne Reibanteil (Reaktionskraft steht senkrecht auf schräger Schubschwelle)

Tab. 12: Systemvarianten B1 bis B4

schnitt, bei der auch die untere Lage auf Zug beansprucht wird, ist bei üblichen Kappen-Kragarm-Abmessungen nicht realisierbar, da die Betondruckzone zu klein würde bzw. der Dehnungsgradient zu steil und damit die Dehnung der oberen Bewehrungslage zu groß.

Analog zu den Ergebnissen bei einer Verankerung mittels Tellerankern (Kapitel 5.3.3) zeigt sich, dass die Konfigurationen mit horizontal ausgerichteten Reaktionskräften an der Schubschwelle (vertikale Schubschwelle, schräge Schubschwelle mit vollem Reibanteil) die günstigsten Ergebnisse, d. h. die geringste Bewehrungsmenge liefern, siehe Bild 25 und Bild 26. Bei Kappenbreiten von 2,0 m ergeben

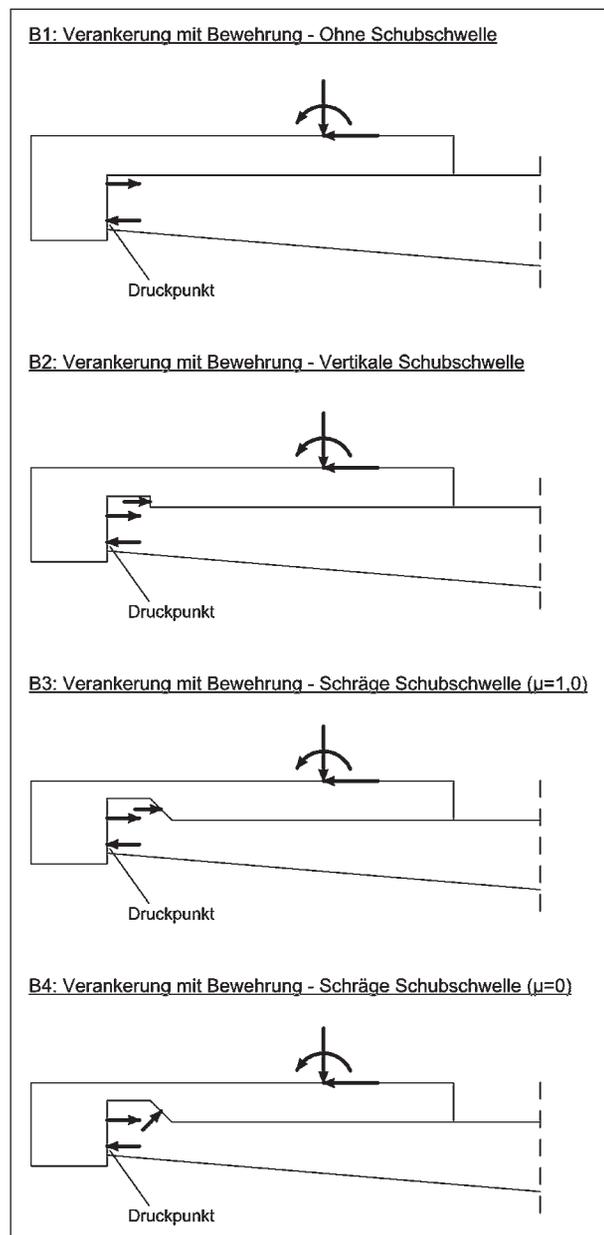


Bild 24: Systemkonfigurationen B1 bis B4

sich bei den untersuchten Schutzsystemen Größenordnungen von $2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Typ 1) bis $4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Typ 2). Gemäß RiZ ist eine Bewehrungsmenge von $7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ zur Abdeckung der ungünstigsten Schutzsysteme vorgesehen.

Eine schräge Schubschwelle ohne Reibkomponente erweist sich als deutlich nachteilig. Beispielsweise erhöht sich bei einer Kappenbreite von $2,0 \text{ m}$ und Typ 2 die erforderliche Anschlussbewehrung im Falle eines Verlusts der Haftreibung von etwa $4,2 \text{ cm}^2$ auf etwa $7,5 \text{ cm}^2$ (+ 80 %). Für den Fall, dass keine Schubschwelle vorhanden ist, beträgt die erforderliche Bewehrungsquerschnitt nur etwa $5,0 \text{ cm}^2$. Bei FRS-Typ 1 gelten diese Zusammenhänge qualitativ ebenso.

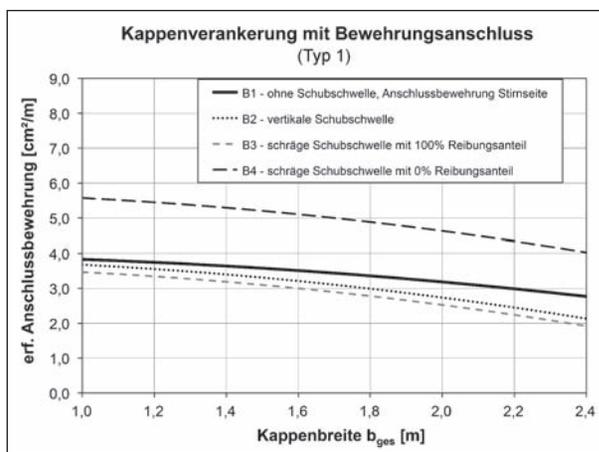


Bild 25: Ergebnisse Parameterstudie – Kappenverankerung mit Bewehrung, FRS-System Typ 1

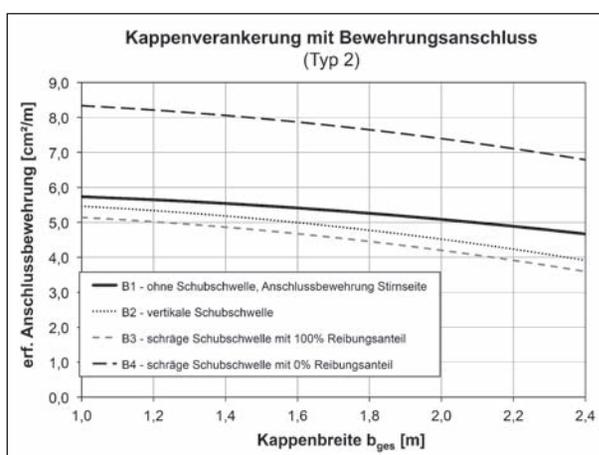


Bild 26: Ergebnisse Parameterstudie – Kappenverankerung mit Bewehrung, FRS-System Typ 2

5.4 Schlussfolgerungen und Vorschlag zur Kappenverankerung

Aus den Ergebnissen geht hervor, dass eine vertikale Schubschwelle vorteilhaft im Hinblick auf die Kappenverankerung ist. Voraussetzung ist dabei eine einwandfreie Funktionalität der Schubschwelle. Die Erfahrungen zeigen allerdings, dass vertikal auszuführende Schwellen häufig eher schräg ausgeführt wurden, bedingt durch die so ausführungsfreundlichere Verlegung der Abdichtung. Bei einem großen Reibwinkel wäre dies, wie die Ergebnisse belegen, unproblematisch, jedoch ist aufgrund der in der Reibfuge befindlichen Abdichtung mit kleinen Reibwinkeln zu rechnen.

Insbesondere nach einer „zyklischen Vorbelastung“ in der Reibfuge infolge von Zwängungseffekten (ausgelöst beispielsweise durch Temperaturbeanspruchungen und Schwindverformungen) ist von einer signifikanten Abnahme der aktivierbaren Haftreibung auszugehen. Bei einem kleinen Reibwinkel bzw. einer geringen Reibkraftkomponente wirkt sich die schräge Schubschwelle jedoch negativ auf das Tragverhalten aus, wie die Ergebnisse der Parameterstudie zeigen.

In Kapitel 4.1 wurde beschrieben, dass die Ausführungsqualität von Schubschwellen und Anschlussbewehrung im Bestand häufig mangelhaft ist. Erhalt und Weiternutzung dieser Bauelemente zum Abtrag horizontaler Anpralllasten ist daher problematisch. Zwar kann dies in Einzelfällen möglich sein, die Erfahrung aus Brückeninstandsetzungen zeigt jedoch, dass in der Mehrzahl der Fälle insbesondere die bestehenden Schubschwellen aus statischer Sicht unbrauchbar sind. Ihre Instandsetzung würde in vielen Fällen einen unkalkulierbaren Aufwand bedeuten. Es sollte daher eine allgemein anwendbare Lösung bei der Kappeninstandsetzung gefunden werden, die einen horizontalen Lastabtrag unabhängig vom Zustand der Schubschwellen sicherstellt.

Es wird somit nicht für sinnvoll gehalten, bestehende Schubschwellen nach Instandsetzungen weiter planmäßig zu nutzen, zumal eine Verankerung ohne Schubschwelle keinen unverhältnismäßig großen Mehrbedarf an Tellerankern oder Anschlussbewehrung bedeutet.

In der Tendenz zeichnet sich somit die Empfehlung einer kombinierten Lösung mit Anschlussbewehrung an der Kragarmspitze und Anordnung allseits

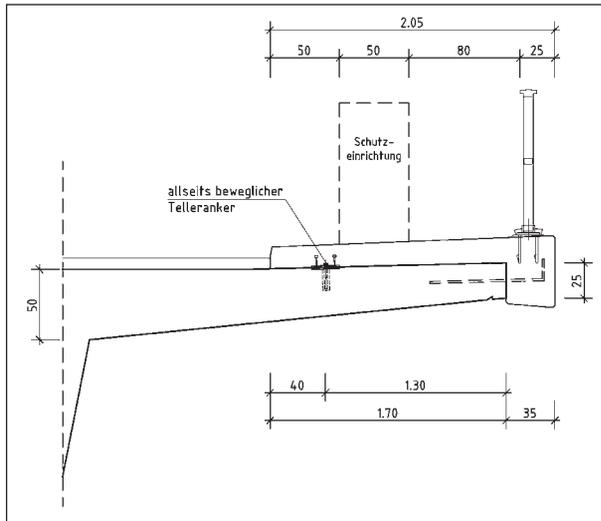


Bild 27: Empfehlung zur nachträglichen Kappenverankerung bei Bestandsbauwerken ohne ausreichende Anschlussbewehrung

verschieblicher Telleranker ab (Bild 27). Die Verwendung allseits verschieblicher Anker gewährleistet dabei einen Kappenanschluss, der durch die plastische Verformbarkeit der Anschlussbewehrung ausreichende Duktilität besitzt, um eine möglichst weiträumige Verteilung der Anpralllasten zu ermöglichen. Eine solche Lastverteilung ist anzustreben, um die Beanspruchung des Kragarms möglichst klein zu halten, siehe hierzu u. a. Kapitel 6.

Damit diese Lösung umgesetzt werden kann, müssen ausreichende Dicken der Platte für den nachträglichen Einbau der Bewehrung an der Kragarmspitze und für den Einbau der Telleranker vorhanden sein. Kollisionen mit der Vorspannbewehrung sind auszuschließen.

Der Randabstand der stirnseitig ergänzten Anschlussbewehrung bis OK-Kragarm sollte unter Einhaltung der bauaufsichtlichen Zulassung für den Einbau der Bewehrung minimiert werden, damit sich eine möglichst geringe Momentenbeanspruchung ergibt.

Sollten die baulichen Randbedingungen einen Horizontallastabtrag über stirnseitige Anschlussbewehrung nicht zulassen (vorhandene Bewehrung zu gering; Einbau nachträglicher Bewehrung nicht möglich o. Ä.), ist der Einsatz querfester Telleranker ebenfalls praktikabel. Ggf. ist dabei dann allerdings eine verminderte Tragfähigkeit der Telleranker infolge von Zwangsbeanspruchungen in Querrichtung zu berücksichtigen, vgl. Kapitel 5.2.

5.5 Zu den Auswirkungen reduzierter Kappenbreiten

Die Ergebnisdarstellungen in Bild 22 bis Bild 26 verdeutlichen den Einfluss der Kappenbreite auf die Ausbildung der Kappenverankerung.

Mit Reduzierung der Kappenbreite nimmt der Hebelarm der vertikalen Zugkraft in den Tellerankern ab. Dadurch erhöht sich bei gleichem einwirkendem Moment der Bedarf an Tellerankern. Davon abgesehen reduziert sich die stabilisierend wirkende Eigenlast der Kappe; der Hebelarm der Lastresultierenden nimmt ab.

6 Untersuchungen zur Kragarmbemessung nach DIN-FB

6.1 Hintergrund und Zielsetzung

Bei Brückeninstandsetzungen, die in der Regel eine Umrüstung des Schutzeinrichtungssystems beinhalten, muss neben der Kappenverankerung die Tragfähigkeit des Kragarms nachgewiesen werden. Hierbei ist die Biegetragfähigkeit im Kragarmanschnitt aufgrund der erhöhten Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen besonders kritisch – insbesondere bei Brücken mit kleinen Stützweiten im Zuge von Autobahnen, da hier in der Vergangenheit oft nur sehr geringe Plattenstärken der Kragarme ausgeführt wurden.

Für den Fall, dass die Tragfähigkeit des Kragarms unter Berücksichtigung der vorhandenen baulichen Gegebenheiten nicht nachgewiesen werden kann, ist mit weitreichenden Folgen für das Bauwerk zu rechnen – bis hin zum Abbruch. Dies ist darin begründet, dass eine wirksame und praktikable Ertüchtigung des Kragarms, die sich in einem vertretbaren Kostenrahmen bewerkstelligen lässt, schwierig ist.

Unter statischen Gesichtspunkten ergibt sich die Schwierigkeit, dass wirksame Ertüchtigungsmaßnahmen mit zum Teil deutlichen Eingriffen in das Tragsystem und daraus resultierenden Änderungen des Kraftflusses verbunden sind, die vielfältige Konsequenzen nach sich ziehen können.

Vor diesem Hintergrund ergibt sich die Dringlichkeit, alle zur Verfügung stehenden Potenziale bei Bestandsbauten zum Lastabtrag im Kappen-Kragarmbereich zu nutzen, um auf eine aufwendige Ertüchtigung oder den Abbruch verzichten zu können.

Als bisher ungenutzte Tragreserve ist dabei die auf dem Kragarm verankerte Brückenkappe zu nennen, die wie folgt zum Abtrag der Anpralllasten beiträgt:

- Verteilung der Vertikallasten in Brückenlängsrichtung infolge der Kappen- und vor allem der Gesimbsbalkensteifigkeit,
- Verteilung der Horizontallast durch Scheibentragwirkung der Kappe (Kappe trägt wie ein wandartiger Träger).

Um diese Effekte bei der Lastabtragung genauer zu untersuchen, wurden Finite Elemente Berechnungen durchgeführt, die in den folgenden Abschnitten behandelt werden. Als Software wurde dabei das Bemessungs-Programm InfoCAD [InfoCAD] verwendet.

6.2 Tragwerksberechnungen

6.2.1 Vorbemerkungen

Zur Erfassung der Beanspruchungen aus Anprall wird in der Bemessungspraxis üblicherweise kein numerisches Modell zur Kragarmbemessung eingesetzt. Stattdessen wird eine vereinfachte Schnittgrößenermittlung vorgenommen, bei der eine bestimmte Verteilung der Anpralllasten im Tragwerk auf Grundlage der DIN-Fachberichte 101 (DIN-FB 101) und 102 (DIN-FB 102) sowie dem Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 (DIN-FB 102 LF) vorgegeben wird. Aus dieser Lastverteilung ergeben sich dann mittragende Breiten im Kragarmanschnitt, die bei der Bestimmung der einwirkenden Schnittgrößen angesetzt werden. Das Verfahren wird nachfolgend kurz beschrieben. Es bildet den Ausgangspunkt für die anschließend behandelten Finite-Elemente-Untersuchungen. Die zugehörigen Ergebnisse werden als Referenzwerte verwendet,

um die durchgeführten numerischen Berechnungen im Hinblick auf die Funktionsweise beim Lastabtrag sowie im Hinblick auf Einsparpotenziale bei der erforderlichen Biegebewehrung im Kragarmanschnitt beurteilen zu können.

Für die Kragarmbemessung können numerische Modelle mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad verwendet werden. Die folgenden Modellierungsvarianten wurden im Rahmen der numerischen Untersuchungen umgesetzt:

- FE-Berechnung der Kragplatte ohne Mitwirkung der Kappe (siehe Kapitel 6.2.5); Modellierung des Kragarms; Berücksichtigung von linearem und nichtlinearem Materialverhalten,
- FE-Berechnung der Kragplatte unter Mitwirkung der Kappe (siehe Kapitel 6.2.6); zusätzliche Modellierung der Kappe mit Anschluss an den Kragarm; Berücksichtigung von linearem und nichtlinearem Materialverhalten.

Die durchgeführten FE-Berechnungen sind in Tabelle 13 zusammengefasst.

6.2.2 Systemabmessungen und Materialeigenschaften

Die zugrunde gelegten Bauteilabmessungen im Querschnitt orientieren sich an den Richtzeichnungen für Ingenieurbauwerke (vgl. RiZ-ING Kap 1, Blatt 1). In Bild 28 sind die Abmessungen exemplarisch für die Systemkonfigurationen

(a) $L_K = 3,0 \text{ m}$, $h_{\text{Anschnitt}} = 45 \text{ cm}$ und

(b) $L_K = 1,8 \text{ m}$, $h_{\text{Anschnitt}} = 40 \text{ cm}$

mit

$e_H = 1,0 \text{ m}$ dargestellt.

Querschnittshöhe Kragarmanschnitt	Kragarm- länge	„Handrechnung“ nach LF DIN-FB (2003)	Infograph FE-Rechnung (lineares Materialverhalten)		Infograph FE-Rechnung (nicht-lineares Materialverhalten inf. gerissener Querschnitte)	
			nur Kragplatte	mit Kappe	nur Kragplatte	mit Kappe
h = 0,40 m	L = 3,0 m	x	x	x	x	x
	L = 2,4 m	x	x	x	x	x
	L = 1,8 m	x	x	x	x	x
h = 0,45 m	L = 3,0 m	x	x	x	x	x
	L = 2,4 m	x	x	x	x	x
	L = 1,8 m	x	x	x	x	x

Tab. 13: Kragarmbemessung – Berechnungsmatrix

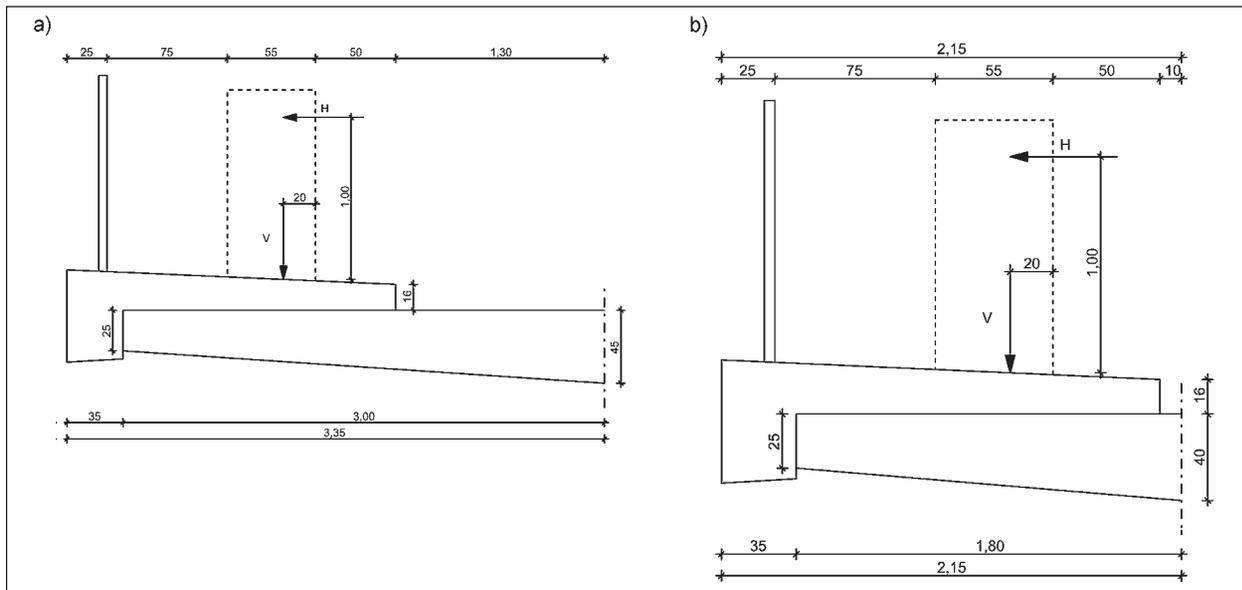


Bild 28: Exemplarische Darstellung von zwei untersuchten Systemkonfigurationen

Kragplatte	Beton C 25/30	
	Betondeckung obere Lage:	5,0 cm
	Betondeckung untere Lage:	5,0 cm
Kappe	Beton C 25/30	
	Betondeckung obere Lage (außen):	5,0 cm
	Betondeckung untere Lage (innen):	2,5 cm
Bewehrung	BSt 500 S	

Tab. 14: Kragarmbemessung – berücksichtigte Materialeigenschaften und Betondeckungen

Die Kappenbreite beträgt jeweils 2,05 m, während Kragarmlänge und Querschnittshöhe im Kragarmanschnitt im Zuge der rechnerischen Untersuchungen variiert wurden, siehe auch Tabelle 13.

In Längsrichtung wurde das System mit einer Länge von 12,0 m modelliert. Dies entspricht dem Vierfachen der Kragarmlänge. Damit werden ungewünschte Störeffekte, die sich an den seitlichen Rändern aus den systembedingten Diskontinuitäten ergeben können, weitestgehend ausgeschlossen.

Die berücksichtigten Materialeigenschaften und Betondeckungen sind in Tabelle 14 angegeben.

6.2.3 Beanspruchungen

Die Anpralllasten werden gemäß DIN-Fachbericht 101, Kapitel 4.7.3.3 „Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen“ angesetzt (vgl. Kapitel 3.2).

Als Horizontallastklasse wird dabei Klasse B mit $H = 200 \text{ kN}$ und $e_H = 1,0 \text{ m}$ berücksichtigt. Die

gleichzeitig wirkende Vertikallast wird mit $V = 180 \text{ kN}$ ($0,75 \cdot 0,8 \cdot 300$) angenommen. Außerdem werden die Konstruktionseigengewichte berücksichtigt.

6.2.4 Vereinfachte Schnittgrößenermittlung (Handrechenverfahren)

Das in der Bemessungspraxis allgemein übliche Vorgehen bei der Kragarmbemessung ist im Leitfaden zum DIN-Fachbericht 102 von 2003 (DIN FB 102 LF) dargestellt. Das Verfahren ist als Handrechenverfahren geeignet und basiert auf der Annahme, dass sich sowohl die vertikalen Lasten (Plattentragwirkung) als auch die horizontalen Lasten (Scheibentragwirkung) in den Betonbauteilen (Kappe und Kragarm) unter einem Winkel von 45° ausbreiten, siehe hierzu Bild 29. Im Hinblick auf die Lastannahmen ist die Darstellung in Bild 29 nicht mehr aktuell. Die FB-Fassung von 2003, auf die sich der Leitfaden bezieht, geht noch pauschal von einer H-Last von 100 kN und einer Vertikallast von 120 kN aus, siehe Kapitel 3.2.

Lastausbreitungswinkel bei lokalen Beanspruchungen von Kragplatten lassen sich allgemein aus den Einflussflächen für Momente nach HOMBERG [HOMBERG & ROPERS 1965] ableiten. Darüber hinaus liegen weitere Ansätze vor, siehe u. a. [ROMBACH & VELASCO 2005] sowie [GRASSER & THIELEN 1991]. Bei bestimmten geometrischen Randbedingungen wird für den Querkraftabtrag ein geringerer Ausbreitungswinkel als 45° als realistischer eingeschätzt. Grundlage für diese Ein-

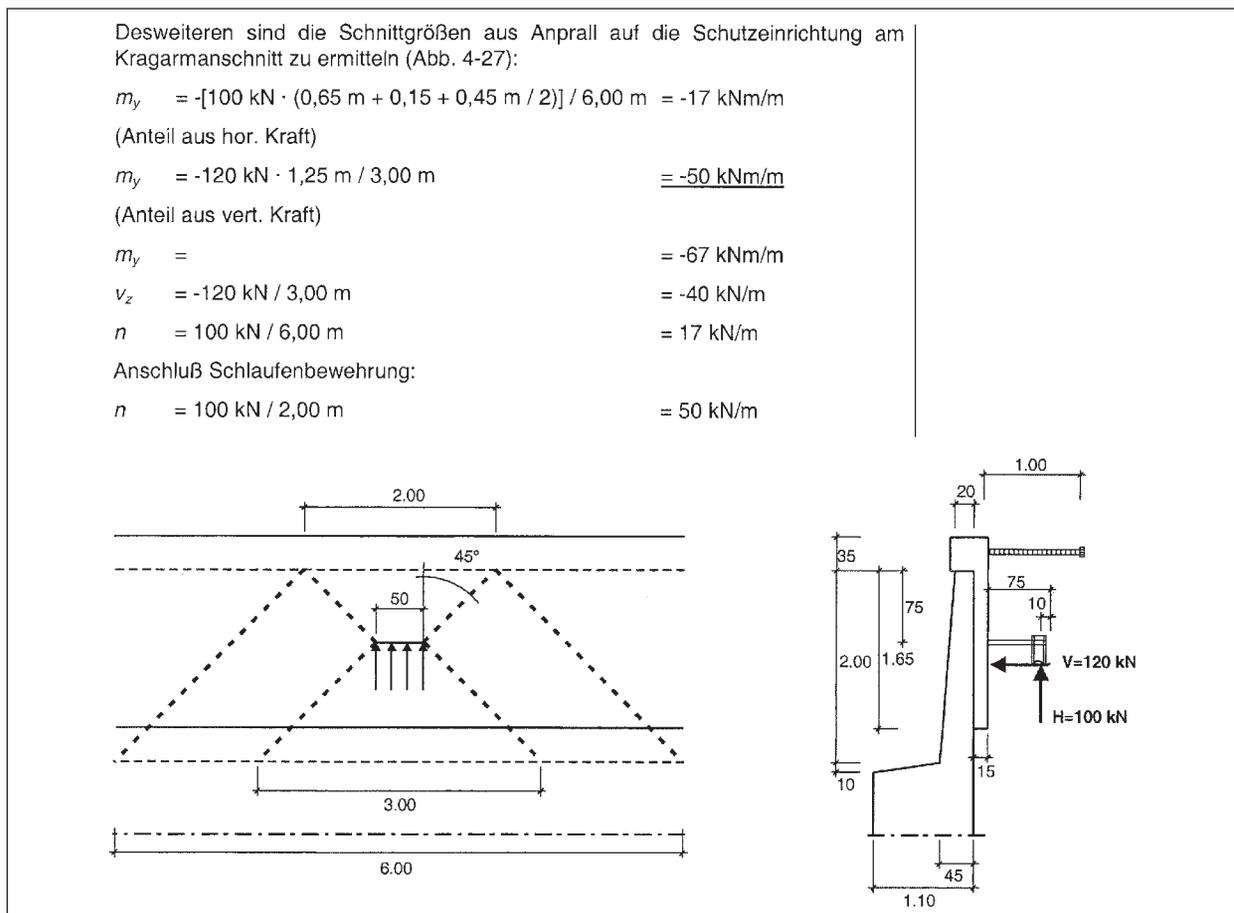


Bild 29: Schnittgrößenermittlung für den Lastfall Fahrzeuganprall gemäß DIN-FB 102 LF (Auszug Seite 124)

schätzung ist die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens. Die Übertragbarkeit auf gerissene Querschnitte im GZT ist nicht ohne weiteres gegeben. Es kann davon ausgegangen werden, dass der im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen generell angenommene Lastausbreitungswinkel von 45° für die GZT-Situation mit gerissenen Querschnitten hinreichend genaue Ergebnisse liefert.

Aus der angenommenen Lastausbreitung resultieren direkt mittragende Breiten, auf welche die Einwirkungen aus dem Fahrzeuganprall gleichmäßig angesetzt werden. In dem Beispiel in Bild 29 wurden die mittragenden Breiten für Horizontal- und Vertikallast wie folgt berechnet:

$$B_{\text{eff},1} = 0,5 + 2 \cdot 0,75 + 2 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ m} \quad (6.1)$$

$$B_{\text{eff},2} = 0,5 + 2 \cdot (2,0 - 0,75) = 3,0 \text{ m} \quad (6.2)$$

Die vereinfachte Schnittgrößenermittlung wurde auf die hier behandelten Fälle angewendet.

6.2.5 FE-Berechnung der Kragplatte ohne Mitwirkung der Kappe

Das FE-Modell mit dem geringsten Detaillierungsgrad ist auf die Modellierung der Kragplatte beschränkt. Die Kappe geht hierbei ausschließlich lastenmäßig in die Berechnung ein.

Zur Abbildung von Scheiben- und Plattentragwirkung wurden Schalenelemente eingesetzt. Die Elemente sind in der Regel quadratisch mit Seitenlängen von 20 cm. Die Änderung der Querschnittshöhe wurde durch die Verwendung von Elementen unterschiedlicher Dicke berücksichtigt, siehe Bild 30.

Bei der Verwendung von Schalenelementen wird eine lineare Spannungs- und Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe angenommen (Bernoulli-Hypothese). Im Falle von auflagernahen Einzellasten kann diese Idealisierung zu ungenauen Ergebnissen führen [ROMBACH 2000]. Im Rahmen der FE-Rechnungen werden jedoch hauptsächlich Systeme untersucht, bei denen die Lasten nicht in unmittelbarer Auflagernähe angreifen und

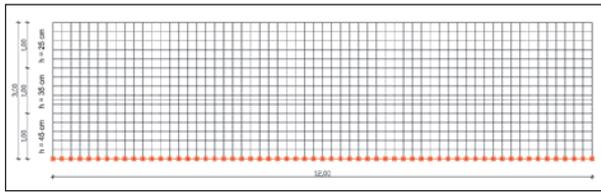


Bild 30: Numerisches Modell des Kragarms ohne Modellierung der Kappe ($L_K = 3,0$ m, $h_{\text{Anschnitt}} = 45$ cm) – Draufsicht mit Kennzeichnung der Bereiche gleicher Elementdicken

außerdem noch in den meisten Fällen auf der mitmodellierten Kappe angesetzt werden, die für eine Verteilung der Lasten sorgt.

Im Kragarmanschnitt wurde eine starre Einspannung und unverschiebliche Lagerung definiert. Die Elastizität der Lagerung wurde rechnerisch zunächst nicht berücksichtigt. Sie würde sich positiv auf die Verteilung der Auflagerreaktionen und damit auf die berechnete Kragarmbeanspruchung auswirken. Mit der Vernachlässigung dieses Effekts liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite.

In Bild 31 sind die gewählten Lastansätze dargestellt. Die vertikalen Lasten wurden direkt auf die Kragarmelemente als Schneidenlast aufgebracht: (hierzu enthält der DIN-Fachbericht keine genauen Angaben). Für die Horizontallast und das aus der Horizontallast resultierende Moment wurde eine Lastausbreitung nach Bild 29 angenommen, sodass sich der in Bild 31 b) und c) dargestellte Lastansatz ergibt.

Die Schnittgrößenermittlung wurde zunächst unter Berücksichtigung eines linearen Materialverhaltens durchgeführt, d. h. ein Aufreißen des Betonquerschnitts und die daraus resultierenden Steifigkeitsänderungen blieben unberücksichtigt. Dieser Berechnungsansatz entspricht dem allgemein üblichen Vorgehen bei der Schnittgrößenermittlung bei Platten, siehe hierzu DIN-Fachbericht 102, Abschnitt 2.5.3.5.3.

Mit der verwendeten Software InfoCad lässt sich die Rissbildung in Betonbauteilen mit Hilfe des Berechnungsmodus „Nichtlineare Systemanalyse“ berücksichtigen. Bei Anwendung dieses Berechnungsverfahrens muss eine vorhandene Plattenbiegebewehrung vordefiniert werden, die der nichtlinearen Berechnung zugrunde gelegt wird, siehe Tabelle 15. Im Falle eines Aufreißens des Querschnitts, wird diese Bewehrung aktiviert.

Die nichtlineare Systemanalyse ist ein iteratives Verfahren. Unter Annahme einer anfänglichen

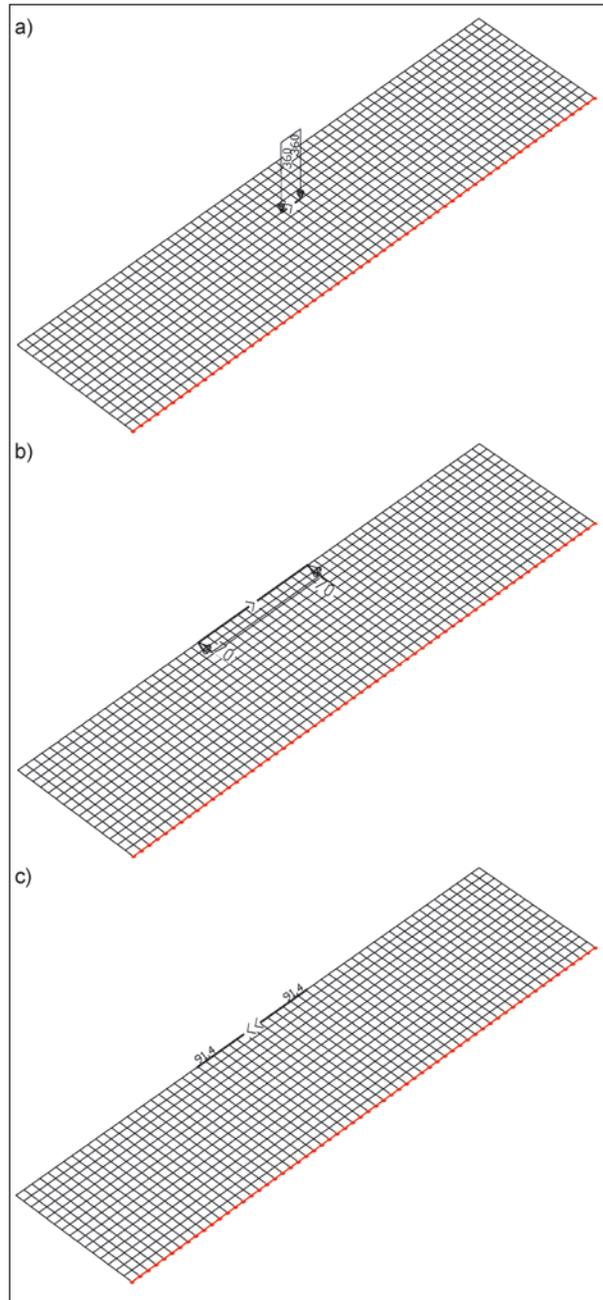


Bild 31: Numerisches Modell des Kragarms ohne Modellierung der Kappe – Lastaufbringung; a) vertikale Lasten, b) horizontale Lasten, c) Momentenbeanspruchung

Kragarmbewehrung	Obere Lage [cm ² /m]	
	längs	quer
	5,3 (D10/15)	10,3 (D14/15)
	Untere Lage [cm ² /m]	
längs	quer	
5,3 (D10/15)	5,3 (D10/15)	

Tab. 15: Berücksichtigte Bewehrungsmenge des Kragarms bei nichtlinearer Systemanalyse ohne Mitwirkung der Brückenkappe

Schnittgrößenverteilung in der Platte werden die zugehörigen Dehnungsverteilungen in den einzelnen Knotenpunkten ermittelt. Hierbei wird ein Aufreißen des Querschnitts berücksichtigt, das einen Abfall der Plattenbiegesteifigkeit im jeweiligen Knotenpunkt zur Folge hat.

Da sich in hochbeanspruchten Bereichen größere Ristiefen als in weniger stark beanspruchten Bereichen ergeben, sind die Steifigkeitsänderungen nicht überall dieselben. Diese „aktualisierte“ Steifigkeitsverteilung berücksichtigend, ergeben sich gegenüber der anfänglichen Schnittgrößenverteilung veränderte Schnittgrößen in der Platte. Äußere und innere Schnittkräfte stehen nun nicht mehr im Gleichgewicht. Um das Ungleichgewicht zu beheben, wird eine verbesserte äußere Schnittgrößenverteilung bestimmt, aus der dann wiederum die Dehnungsverteilungen in den einzelnen Knotenpunkten resultieren. Diese Berechnungsschritte werden so lange fortgesetzt, bis das Ungleichgewicht eine akzeptable Grenze unterschreitet.

In Bild 32 ist exemplarisch die Dehnungsverteilung eines gerissenen Betonquerschnitts dargestellt. Dabei wurde ein Ebenbleiben des Querschnitts vorausgesetzt. Wie zu erkennen ist, ergibt sich in Höhe der Schwereachse eine positive Dehnung. Wird diese Dehnung systembedingt behindert, folgt daraus eine Druck-Normalkraftbeanspruchung des Querschnitts – ein Effekt, der als „selbsterzeugte Vorspannung“ oder „Gewölbewirkung“ bezeichnet werden kann, siehe hierzu auch [PFEIFFER & QUAST].

Eine solche systembedingte Dehnungsbehinderung ist bei Plattentragwerken aufgrund der inneren statischen Unbestimmtheit grundsätzlich gegeben.

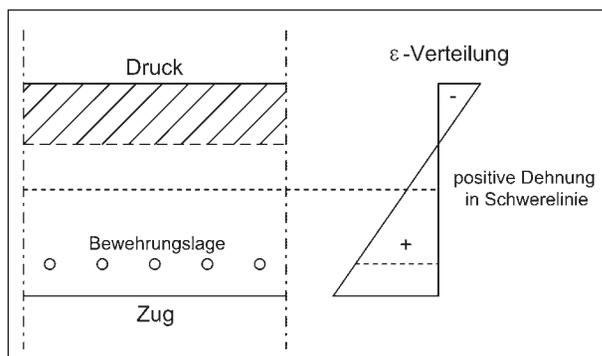


Bild 32: Exemplarischer Dehnungsverlauf im gerissenen Betonquerschnitt infolge einer positiven Momentenbeanspruchung; positive Dehnung in Höhe der Schwereachse

Daraus resultierende Normalkraftbeanspruchungen wirken sich in der Regel günstig aus. Allerdings können die beschriebenen Zwängungseffekte bei Plattentragwerken aufgrund des mehraxialen Spannungszustandes auch Zugbeanspruchungen in anderen Tragwerksbereichen hervorrufen. Querdehnungseffekte und Ausbildung von Eigenspannungszuständen spielen dabei eine Rolle. Hierin liegt der Grund für die zum Teil hohen Zugnormalkräfte die sich im Kragarmanschnitt bei Durchführung der nichtlinearen Tragwerksanalysen ergeben, vgl. Tabelle 17.

6.2.6 FE-Berechnung der Kragplatte unter Mitwirkung der Brückenkappe

Um die Detailgenauigkeit des FE-Modells weiter zu erhöhen, wurde die Brückenkappe in einem weiteren Schritt mitmodelliert, d. h. es wurde eine zusätzliche Betonschale generiert, mit der die Brückenkappe incl. Gesimsbalken abgebildet wurde, siehe Bild 34.

Den in Kapitel 5.4 erarbeiteten Lösungsvorschlag zur standardmäßigen Kappenverankerung zugrundeliegend, waren die folgenden Verankerungselemente numerisch umzusetzen:

- Telleranker zur Aufnahme des Kippmomentes (allseits verschieblich),
- Bewehrungsanschluss zwischen Gesimsbalken und Kragarm (z. B. nachträglich eingebaute Bewehrung) zur Weiterleitung der Horizontallasten (keine Momentenübertragung).

Diese Bauteile wurden jeweils unter Verwendung von Federelementen modelliert.

Für die im Abstand von 1,20 m angeordneten Telleranker wurde vereinfacht ein linear-elastischer Zusammenhang vorausgesetzt, wobei angenommen wurde, dass die Grenztragfähigkeit der Anker bei einem Verformungsweg von 1,0 mm erreicht wird. Diese Modellierungsweise setzt voraus, dass nach Durchführung der Berechnungen jeweils geprüft wird, ob die Grenztragfähigkeit der Anker überschritten worden ist. Für diesen Fall wäre von einem Bruch der Anker auszugehen, so dass das entsprechende Federelement aus dem System zu entfernen und eine erneute Berechnung durchzuführen wäre. Die Tragfähigkeit der Anker wird in den durchgeführten Berechnungen jedoch niemals erreicht. Der Abstand der Telleranker im Modell hat vor diesem Hintergrund auch keinen nennenswerten Einfluss auf

die Berechnungsergebnisse. Dem tatsächlichen Lastabtragungsverhalten entsprechend sorgen die Anker lediglich für eine gleichmäßige Weiterleitung der eingeleiteten Kräfte, vgl. Anmerkungen zur Kapfenverankerung im Neubau in Kapitel 6.4.

Für den Bewehrungsanschluss wurde ein bilineares Federgesetz (Bild 35) unter der Annahme berücksichtigt, dass der Betonstahl nach Erreichen seiner Streckgrenze zu fließen beginnt, siehe nachfolgende Herleitung sowie Bild 33.

Verformung u infolge Einheitslast

$$EA \cdot u = 1^2 \cdot L_1 + 0,5 \cdot 1^2 \cdot L_2 \quad (6.3)$$

Federsteifigkeit allgemein

$$c_F = \frac{1}{u} \quad (6.4)$$

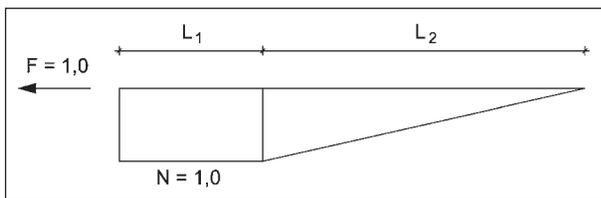


Bild 33: Zugbeanspruchung eines im Beton verankerten Bewehrungsseisens; Einheitslast zur Ermittlung der Federsteifigkeit

Eingangsgrößen (Annahmen)

Bewehrung	5,0 cm ² /m
E-Modul	200.000 N/mm ²
L ₁	20 cm
L ₂	45 cm
Abstand der Federn im Modell	0,2 m

Berechnung der Federsteifigkeit im Modell

$$c_F = \frac{20.000 \cdot 5,0 \cdot 0,2}{(0,2 + 0,5 \cdot 0,45)} \cdot 10^{-3} = 47 \frac{MN}{m} \quad (6.5)$$

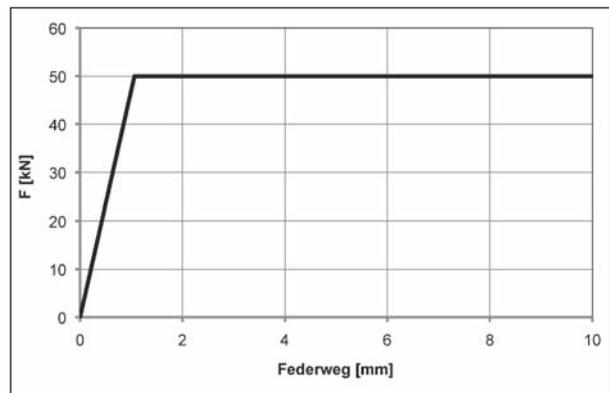


Bild 35: Nichtlineares Federgesetz zur Abbildung des Last-Verformungs-Verhaltens des Bewehrungsanschlusses Kappe/Kragarm

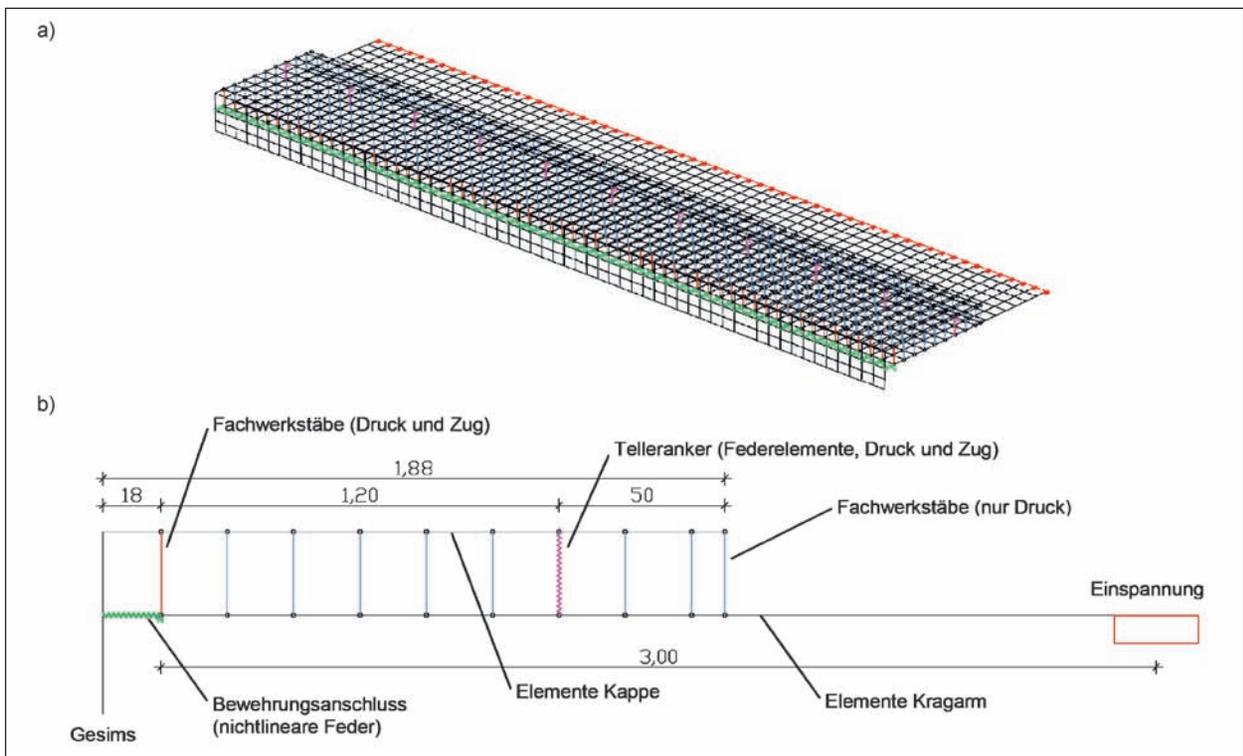


Bild 34: Numerisches Modell mit Modellierung der Brückenkappe; a) 3D Gesamtdarstellung, b) Querschnitt mit Darstellung des Anschlusses der Kappe an den Kragarm

Kraft bei Fließbeginn

$$\max F = A \cdot f_{yk} = 5,0 \cdot 0,2 \cdot 50 = 50 \text{ kN} \quad (6.6)$$

Zugehöriger Verformungsweg

$$\text{zug. } u = \frac{\max F}{c_F} = \frac{0,05}{47} \cdot 10^3 = 1,1 \text{ mm} \quad (6.7)$$

Diesbezüglich ist anzumerken, dass die getroffenen Annahmen nur eine Abschätzung der Anschlusssteifigkeit liefern. Die angesetzte Bewehrungsmenge $a_s = 5,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ entspricht einer Bewehrung von $d_s = 16 \text{ mm}$ im Abstand von $s = 40 \text{ cm}$. Hierbei handelt es sich um eine realistische Größenordnung im Falle einer nachträglich eingebauten Bewehrung zur Verankerung von Brückenkappen bei Bestandsbauwerken. Im Vergleich dazu ist bei Neubauten unter Berücksichtigung der Richtzeichnung RiZ Kap 1 von einer Mindestanschlussbewehrung $d_s = 14 \text{ mm}$ (zweilagig bzw. Steckbügel) im Abstand von $s = 20 \text{ cm}$ auszugehen. Die Anschlusssteifigkeit würde sich bei dieser Bewehrungsmenge entsprechend erhöhen. Ebenso handelt es sich bei der wirksamen Verankerungslänge nur um eine Abschätzung der realen Verhältnisse. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, dass eine Änderung der angenommenen Anschlusssteifigkeit bspw. um den Faktor 2,0 nur einen sehr geringen Einfluss auf die Schnittkraftverteilung hat. Grund hierfür ist das Verformungsverhalten der Kappe infolge der Horizontallast. Ihre hohe Scheibensteifigkeit führt dazu, dass die Kappe sich quasi verformungsfrei in die Anschlussfedern „hängt“. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Federauslenkungen bzw. Federkräften sind somit klein. Die Grenztragfähigkeit der Federn wird in den durchgeführten Berechnungen nicht annähernd erreicht. Eine Änderung der Anschlusssteifigkeiten in der oben genannten Größenordnung führt somit zwar zu Verformungsänderungen, nicht aber zu einer veränderten Schnittkraftverteilung.

Die Auflagerung der Kappe auf der Fahrbahnplatte wurde durch vertikal orientierte Fachwerkstäbe mit Zugausfall erreicht. Nur am Kragarmende wurden Fachwerkstäbe angeordnet, die Zugkräfte weiterleiten können. Damit wird die Dübelwirkung der Bewehrung berücksichtigt. Die Dehnsteifigkeit der verwendeten Fachwerkstäbe wurde so hoch gewählt, dass von einer starren Verbindung ausgegangen werden kann.

Eine explizite Modellierung der Brückenkappen eröffnet die Möglichkeit, die Anpralllasten direkt auf

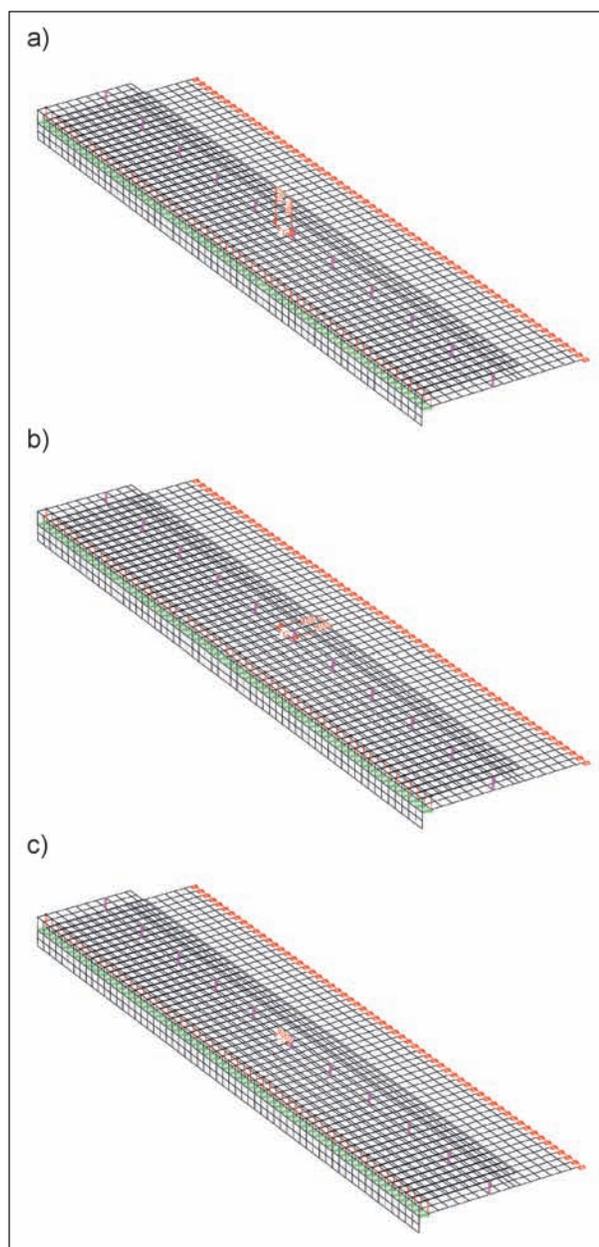


Bild 36: Numerisches Modell mit Modellierung der Brückenkappe – Lastaufbringung; a) vertikale Lasten, b) horizontalen Lasten, c) Momentenbeanspruchung

den Kappenelementen aufzubringen, siehe Bild 36. Das Moment aus der Horizontalkraft, multipliziert mit dem Hebelarm wird analog zu den dargestellten Lastansätzen gemäß DIN-Fachbericht 101 auf eine Länge von 0,5 m verteilt. Dieser Lastansatz wird an späterer Stelle noch diskutiert.

Die generierten Systeme wurden zunächst erneut unter Berücksichtigung eines linearen Betontragverhaltens bei der Schnittgrößenbestimmung berechnet. Durch die Mitmodellierung der Brückenkappe konnte dabei die Querverteilung der Anpralllasten relativ realitätsnah abgebildet werden.

Kappen- bewehrung	Obere Lage [cm ² /m]	
	längs	quer
	12,2 (D10/6,5)	4,0 (D10/20)
	Untere Lage [cm ² /m]	
längs	quer	
6,9 (D10/11,5)	4,0 (D10/20)	

Tab. 16: Berücksichtigte Bewehrungsmenge bei nichtlinearer Systemanalyse unter Mitwirkung der Brückenkappe

Allerdings fällt die Querverteilung naturgemäß umso stärker ins Gewicht, je größer die Biegesteifigkeit des Gesimmsbalkens ist. Durch ein Aufreißen des Betonquerschnitts reduziert sich daher der Querverteilungseffekt. Eine Überschätzung der aus Bemessungssicht günstigen Lastverteilung lässt sich dadurch vermeiden, dass der Steifigkeitsabfall infolge Rissbildung im Rahmen der numerischen Berechnung berücksichtigt wird. Vor diesem Hintergrund wurden auch für diesen Modelltyp nichtlineare Systemanalysen durchgeführt, wobei die Biegebewehrung der Kappe gemäß Richtzeichnung Kap 1, Blatt 1 definiert wurde, siehe Tabelle 16.

6.3 Zusammenfassung und Bewertung der Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 17 zusammengetragen und einander gegenübergestellt, vgl. hierzu auch Tabelle 13. Zunächst sind für die untersuchten FEM-Systeme die berechneten Schnittgrößen im Kragarmanschnitt (Maximalwerte von Normalkraft N , Querkraft V und Biegemoment M) aufgeführt. Anschließend folgt die Ausgabe der erforderlichen Biegebewehrung im Kragarmanschnitt, wobei deren Berechnung vereinfacht wie folgt vorgenommen wurde:

$$M_s = M - N \cdot z_s \quad (6.8)$$

$$\text{erf. } A_s = \left(\frac{M_s}{0,9 \cdot d} + N \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}} \quad (6.9)$$

Es wurde ein Bemessungswert der Bewehrungstreckgrenze von 500 N/mm² berücksichtigt. Die zur Ermittlung der statischen Nutzhöhe z angenommene Näherung von $0,9 \cdot d$ liegt bei geringen Ausnutzungsgraden der Betondruckzone (hier der Regelfall) auf der sicheren Seite.

Anzumerken ist hierbei, dass die erforderlichen Bewehrungsmengen, die aus den Schnittgrößen der

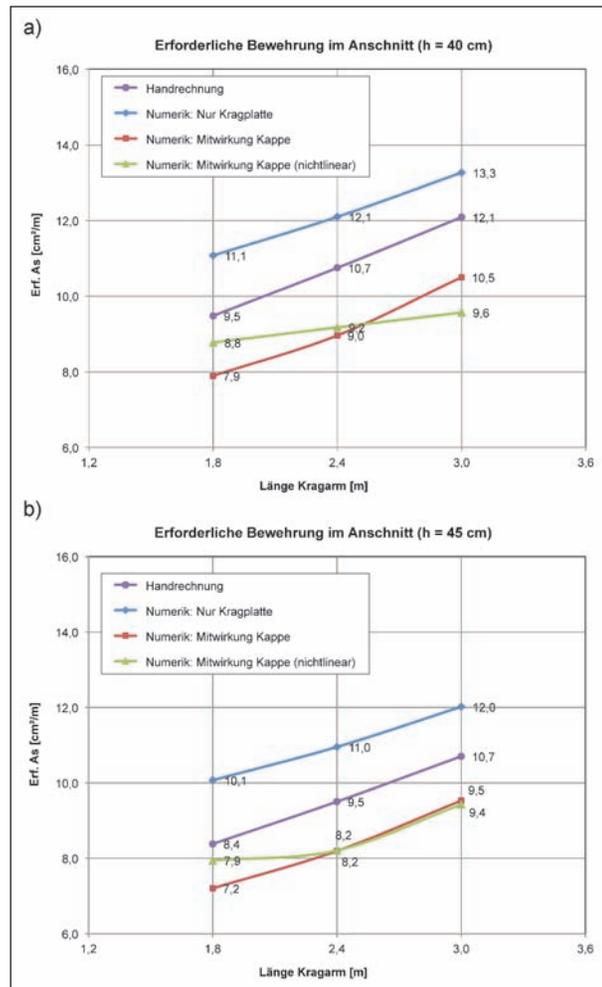


Bild 37: Erforderliche Biegebewehrung im Kragarmanschnitt; a) $h = 0,40$ m, b) $h = 0,45$ m

nichtlinearen Systemanalyse abgeleitet wurden, nicht exakt sind. Im Rahmen der nichtlinearen Analyse wird ja bereits ein vordefinierter Bewehrungsquerschnitt berücksichtigt. Es müsste also strenggenommen ein Abgleich der aus der Biegebemessung resultierenden Bewehrung mit der vordefinierten Bewehrung stattfinden, um so im Zuge eines iterativen Bemessungsverfahrens exakte Werte zu erhalten. Darauf wurde vereinfacht verzichtet, zumal die in Tabelle 17 aufgeführten erforderlichen Bewehrungsmengen in etwa den vordefinierten Bewehrungsmengen entsprechen oder geringer sind, vgl. Tabelle 15.

Zur Verdeutlichung der Berechnungsergebnisse ist in Bild 37 die erforderliche Biegebewehrung dargestellt, die sich für die unterschiedlichen Berechnungsansätze ergibt.

Vergleicht man die Bewehrungsmengen, die sich bei Durchführung der vereinfachten Handrechnung ergeben (violette Kurve), mit den Ergebnissen der

Querschnittshöhe im Kragarmanschnitt	Kragarmlänge	Maximale Schnittgrößen im Kragarmanschnitt und Bewehrung	von Hand nach DIN-Fb	Infograph (lineares Materialverhalten)		Infograph (nicht-lineares Materialverhalten inf. gerissener Querschnitte)	
				nur Kragplatte	mit Kappe	nur Kragplatte	mit Kappe
h = 0,40 m	L = 3,0 m	N [kN/m]	22	48	22	219	117
		V [kN/m]	81	115	84	79	67
		M [kNm/m]	181	195	157	131	127
		Erforderliche Biegebewehrung [cm²/m]	12,1	13,3	10,5	10,9	9,6
	L = 2,4 m	N [kN/m]	25	55	25	215	111
		V [kN/m]	90	134	90	86	77
		M [kNm/m]	160	176	133	119	122
		Erforderliche Biegebewehrung [cm²/m]	10,7	12,1	9,0	10,1	9,2
	L = 1,8 m	N [kN/m]	29	63	29	193	104
		V [kN/m]	115	179	108	119	101
		M [kNm/m]	140	159	116	113	117
		Erforderliche Biegebewehrung [cm²/m]	9,5	11,1	7,9	9,5	8,8
h = 0,45 m	L = 3,0 m	N [kN/m]	22	48	23	230	121
		V [kN/m]	83	120	88	87	78
		M [kNm/m]	184	202	163	144	143
		Erforderliche Biegebewehrung [cm²/m]	10,7	12,0	9,5	10,6	9,4
	L = 2,4 m	N [kN/m]	25	55	26	214	108
		V [kN/m]	91	139	95	87	80
		M [kNm/m]	162	182	139	125	124
		Erforderliche Biegebewehrung [cm²/m]	9,5	11,0	8,2	9,4	8,2
	L = 1,8 m	N [kN/m]	29	63	29	185	99
		V [kN/m]	116	184	114	117	108
		M [kNm/m]	142	165	121	115	121
		Erforderliche Biegebewehrung [cm²/m]	8,4	10,1	7,2	8,5	7,9

Tab. 17: Numerische Berechnungen – Gegenüberstellung der Ergebnisse

FEM-Rechnungen unter Berücksichtigung der Kappe (grüne und rote Kurve), so wird deutlich, dass sich bei Anwendung genauerer Berechnungsmethoden Systemreserven mobilisieren lassen, die zu einer Reduktion der erforderlichen Bewehrungsmenge in Größenordnungen von 10 % bis 15 % führen.

Dabei führt der nichtlineare Ansatz (grüne Kurve) im Vergleich zur linearen Berechnung (rote Kurve) im Falle der weicheren Systeme (geringere Querschnittshöhe, längere Kragplatte) zu günstigeren Ergebnissen. Je steifer der Kragarm ausgebildet wird, desto geringer ist der Lastumverteilungseffekt

infolge gerissener Querschnitte. Bei einer kurzen Kragarmlänge von 1,8 m liefert der nichtlineare Ansatz daher etwas ungünstigere Ergebnisse.

Eine Berücksichtigung der Kappe wirkt sich günstig auf das Systemverhalten aus. Die erforderliche Bewehrungsmenge reduziert sich signifikant. Dieser Effekt entsteht dadurch, dass die angesetzten Lasten durch die Kappe auf einen größeren Bereich im Kragarmanschnitt verteilt werden.

Zum einen erfolgt eine Querverteilung der Vertikallast und des Momentes durch die Kappe und die

Telleranker, vgl. Bild 38. Die Elastizität der Federelemente, welche die Telleranker repräsentieren, ist hierbei von Bedeutung, da das elastische Verhalten eine Verteilung der resultierenden Verankerungskraft auf mehrere Federelemente ermöglicht.

Zum anderen wird die einwirkende Horizontallast durch die Scheibentragwirkung der Kappe verteilt. Die Kappe wirkt bezüglich dieser Beanspruchung wie ein wandartiger Träger.

Im Hinblick auf eine vereinfachte Bemessung bei der Instandsetzung von Brückenkappen wurde aus den Berechnungsergebnissen ein „Bemessungsdiagramm“ abgeleitet, aus dem die erforderliche Bewehrungsmenge im Kragarmanschnitt in Abhängigkeit von der Kragarmlänge und der Querschnittshöhe im Anschnitt entnommen werden kann (Bild 39). Dabei wurden die Ergebnisse der linearen FE-Berechnungen unter Berücksichtigung der Kappe nach RiZ verwendet.

Bei der erforderlichen Bewehrungsmenge handelt es sich dabei um die Gesamtbewehrungsmenge, die sich aus Schlaff- und Spannstahl zusammensetzen kann. Der Wert, der dem Diagramm entnommen wird, ist somit einer vorhandenen Bewehrung gegenüberzustellen, die sich wie folgt berechnen lässt. Der Index „s“ steht dabei für Schlaffstahl, der Index „p“ für Spannstahl.

$$\text{vorh. } A = (A_s \cdot f_{ys,\text{vorh}} + A_p \cdot f_{yp,\text{vorh}}) \cdot \frac{1}{500 \text{ N/mm}^2} \quad (6.10)$$

In Gleichung (6.10) wird vereinfacht von einer identischen Höhenlage der Bewehrungsanteile ausgegangen.

Um die Zuverlässigkeit der numerischen Berechnungen zu überprüfen, wurden Variationen rechnerischer Randbedingungen im Sinne einer Sensibilitätsanalyse vorgenommen. Dabei wurden Parameter modifiziert, deren Größenordnung nur abgeschätzt werden konnte bzw. für die sinnvolle Annahmen getroffen werden mussten. Folgende Modifikationen wurden untersucht:

- Änderung der Federsteifigkeit für den Bewehrungsanschluss,
- Änderung der Federsteifigkeit für die Telleranker.

Als Resultat dieser Variantenuntersuchungen kann festgestellt werden, dass das numerische Modell unempfindlich auf die Änderungen reagiert und somit ein „gutmütiges“ Systemverhalten zeigt.

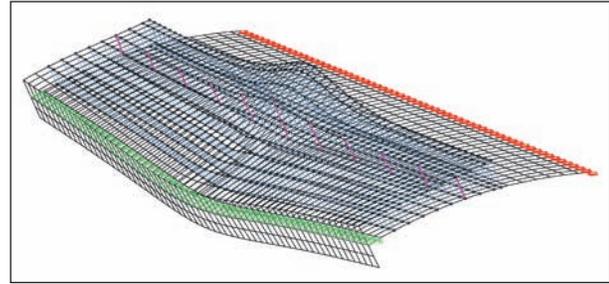


Bild 38: Verformungsfigur unter Berücksichtigung von Brückenkappe und Tellerankern

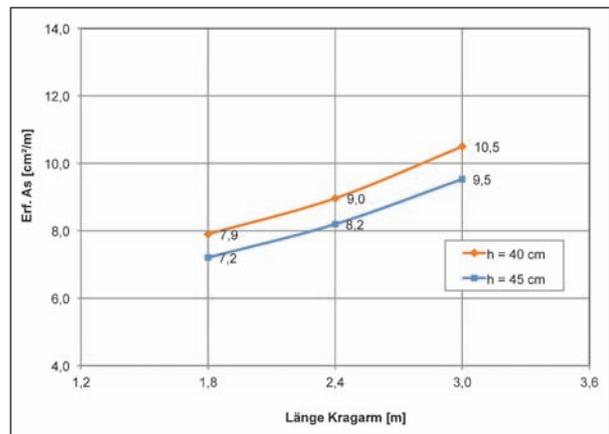


Bild 39: Diagramm zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrungsmenge im Kragarmanschnitt zur Aufnahme von Anpralllasten in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe (Ergebnisse unter Mitwirkung der Brückenkappe, lineares Materialverhalten, Beanspruchungskategorie B)

Wird das numerische Modell mit Modellierung der Brückenkappe dazu verwendet, die erforderliche Biegebewehrung der Kappe zu ermitteln, zeigt sich, dass sich im Bereich der Lasteinleitung lokale Beanspruchungen ergeben, die eine über die vorhandene Mindestbewehrung hinausgehende Biegebewehrung in Querrichtung erfordern, siehe Bild 40. Die Kappen-Mindestbewehrung in Querrichtung beträgt gemäß Richtzeichnung Kap 1, Blatt 1 4,0 cm²/m. Erforderlich sind sowohl in der oberen als auch in der unteren Lage gemäß FE-Rechnung bis zu 8,0 cm²/m.

Diese Überschreitungen der standardmäßig eingelegten Kappenbewehrung sind vor dem Hintergrund verständlich, dass es sich bei dem Lastansatz mit seiner konzentrierten Lasteinleitung um eine Vereinfachung handelt. Diese Vereinfachung führt allerdings dazu, dass im Rahmen einer detailgenauen numerischen Berechnung des Kappen-Kragarm-Systems mit vollständiger Verfolgung der Lasten keine zuverlässigen Ergebnisse im Lasteinleitungsbereich erzielt werden können.

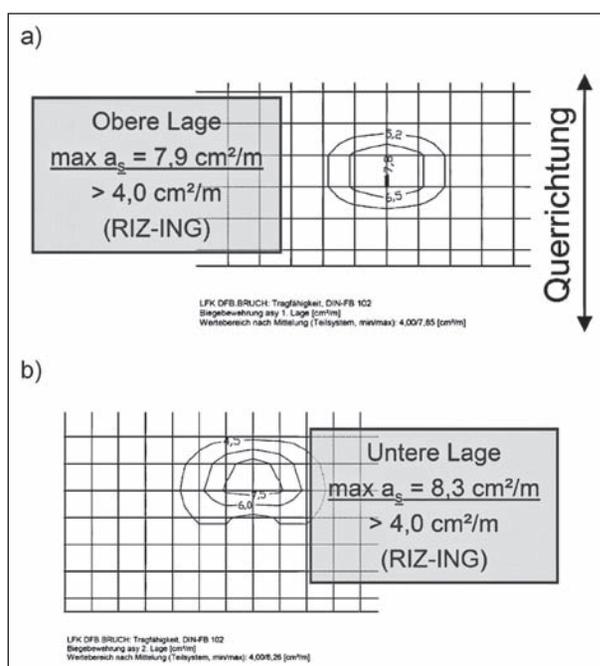


Bild 40: Brückenkappe: Erforderliche Biegebewehrung im Lasteinleitungsbereich; a) Obere Lage Brückenquerrichtung, b) Untere Lage Brückenquerrichtung

6.4 Anmerkungen zur Kappenverankerung im Neubau

Die bisherigen Ausführungen bezogen sich auf Tragwerksmodelle, die auf dem Konzept basieren, die Kappenverankerung mittels Tellerankern und Anschlussbewehrung sicherzustellen.

Bei Neubauten werden keine Telleranker verwendet. Hier wird die Verankerung der Brückenkappe durch Anschlussbügel in der Kragarmspitze ($\varnothing 14/20$) gewährleistet (RiZ-ING). Um zu überprüfen, ob die gewählten Modellierungs- und Lastansätze auch in diesem Fall zu realistischen Ergebnissen führen, wurden zusätzliche numerische Untersuchungen durchgeführt.

Die Federelemente zur Abbildung der Telleranker wurden aus dem Modell entfernt, und es wurden zusätzliche Drehfedersteifigkeiten im Bewehrungsanschluss (in Bild 41 grün dargestellt) definiert (Steifigkeitsansätze analog zu Kapitel 6.2.6). Die Berechnungen wurden wiederum für die Lastklassen B (Horizontalkraft von 200 kN) und zusätzlich auch für die Klasse C (Horizontalkraft von 400 kN) durchgeführt. In Bild 41 sind die zugehörigen Verformungsfiguren dargestellt.

Bei einer Horizontalkraft von 200 kN zeigt sich ein unproblematisches Systemverhalten. Aufgrund des relativ großen Hebelarms der Vertikalkraft

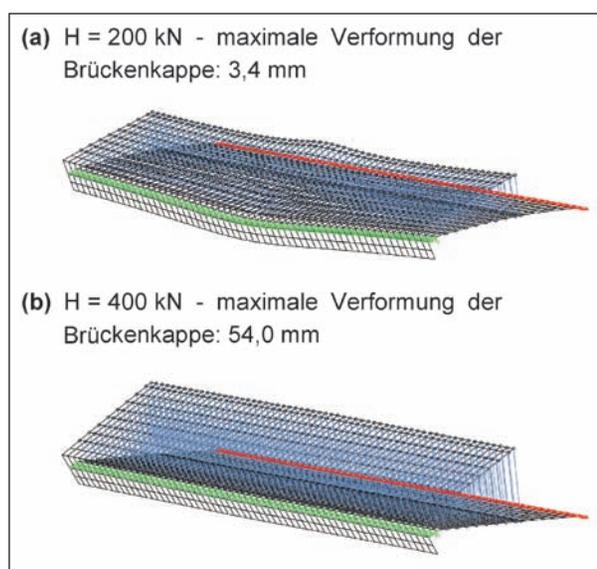


Bild 41: Verankerung der Brückenkappe mittels Bewehrung – Verformungsfiguren infolge Anpralllasten mit a) $H = 200 \text{ kN}$ (Klasse B), b) $H = 400 \text{ kN}$ (Klasse C)

von 180 kN (vgl. Bild 28) und des daraus resultierenden rückdrehenden Momentes ergibt sich in der Summe eine günstig wirkende Momentenbeanspruchung, so dass die Lagesicherheit der Brückenkappe für diese Beanspruchungssituation gegeben ist. Die maximale Verformung der Kappe im Bereich der Lasteinleitung beträgt dabei 3,4 mm.

Anders stellt sich die Situation bei einer Vergrößerung der Horizontallast auf 400 kN dar. Hier beträgt die maximale Verformung der Kragplatte 54,0 mm. Wie in Bild 41 b) zu sehen, wird das ungünstig wirkende Moment durch die Einspannwirkung des Bewehrungsanschlusses nur unzureichend kompensiert – es kommt zu einem Abheben der Brückenkappe vom Kragträger (die blau dargestellten Stäbe werden nicht etwa zugbeansprucht, sondern erfahren eine kräftefreie Verformung, da von ihnen keine Zugkräfte aufgenommen werden können).

Dieses Ergebnis ist als unrealistisch zu beurteilen, da bei keinem der bisherigen Anprallversuche eine Loslösung der Brückenkappen festgestellt wurde. Das unrealistische Systemverhalten ist wiederum (vgl. Kapitel 6.3) vor dem Hintergrund verständlich, dass es sich bei dem Lastansatz um eine Vereinfachung handelt (vgl. Kapitel 3.2), die dazu dienen soll, Bauwerksbeanspruchungen zu erzeugen, die eine zuverlässige Bemessung und eine robuste Bauweise gewährleisten. Die Vereinfachung führt allerdings dazu, dass sich bei Verwendung des Lastansatzes in einem detaillierten numerischen

Modell, bei dem der Lastabtrag vollständig abgebildet wird, unrealistische Verformungszustände einstellen.

Das Ergebnis bestätigt, dass der vereinfachte Lastansatz nach DIN-Fachbericht ausschließlich für die Ermittlung der globalen Systembeanspruchungen wie im konkreten Fall der Kragarmbeanspruchungen geeignet ist. Die Horizontallast aus Anprall wird im DIN-Fachbericht zwar bezüglich ihres Wirkungsbereichs der Schutzeinrichtung zugewiesen und auch mit „Anpralllast auf Schutzeinrichtung“ überschrieben, sie ist jedoch nicht beim Nachweis der Kappenverankerung zu verwenden, siehe Kapitel 3.2.

Würde das globale Lastmodell nach DIN-FB 101, Abschnitt 4.7.3.3 (1) auch für den Nachweis der Kappenverankerung verwendet, so wäre es gegenüber dem lokalen Lastmodell nach Abschnitt 4.7.3.3 (2) im Fall der hohen Beanspruchungsklassen maßgebend, wie die Untersuchungen zeigen. Die Anprallversuche belegen jedoch, dass die Weiterleitung in den Überbau unproblematisch ist, da bisher keine Schäden an der Kappenverankerung nach Durchführung der Versuche festgestellt wurden.

7 Auswertung von Anprallversuchen zur Herleitung eines alternativen Lastansatzes zur Kragarmbemessung

7.1 Hintergrund und Zielsetzung

Im Rahmen der bisherigen Untersuchungen zur Verankerung von Kappen auf Brückenüberbauten sowie zur Bemessung von massiven Brückenkragarmen für den Lastfall Fahrzeuganprall wurden die Lastansätze nach DIN-Fachbericht 101 (DIN-FB 101 2009), Abschnitt 4.7.3.3 (1) angewendet. Demnach sind Anpralllasten als konzentrierte horizontale Schneidenlast (Länge 0,5 m; Angriffshöhe mindestens 1,0 m über OK-Kappe) in Verbindung mit einer ebenfalls als Schneidenlast anzusetzenden vertikalen Einzellast aufzubringen.

Unter Verwendung dieses Lastmodells zur Kragarmbemessung ergaben sich bei den bisher durchgeführten FE-Untersuchungen Widersprüche zwischen Modellverhalten und den Beobachtungen am realen Bauwerk (siehe Kapitel 6):

- unrealistisches Verformungsverhalten der beanspruchten Kappe, die unter DIN-FB-Beanspruchungen vom Überbau abhebt.
- erhebliche Überbeanspruchung der Kappenbewehrung im Bereich der Lasteinleitung.

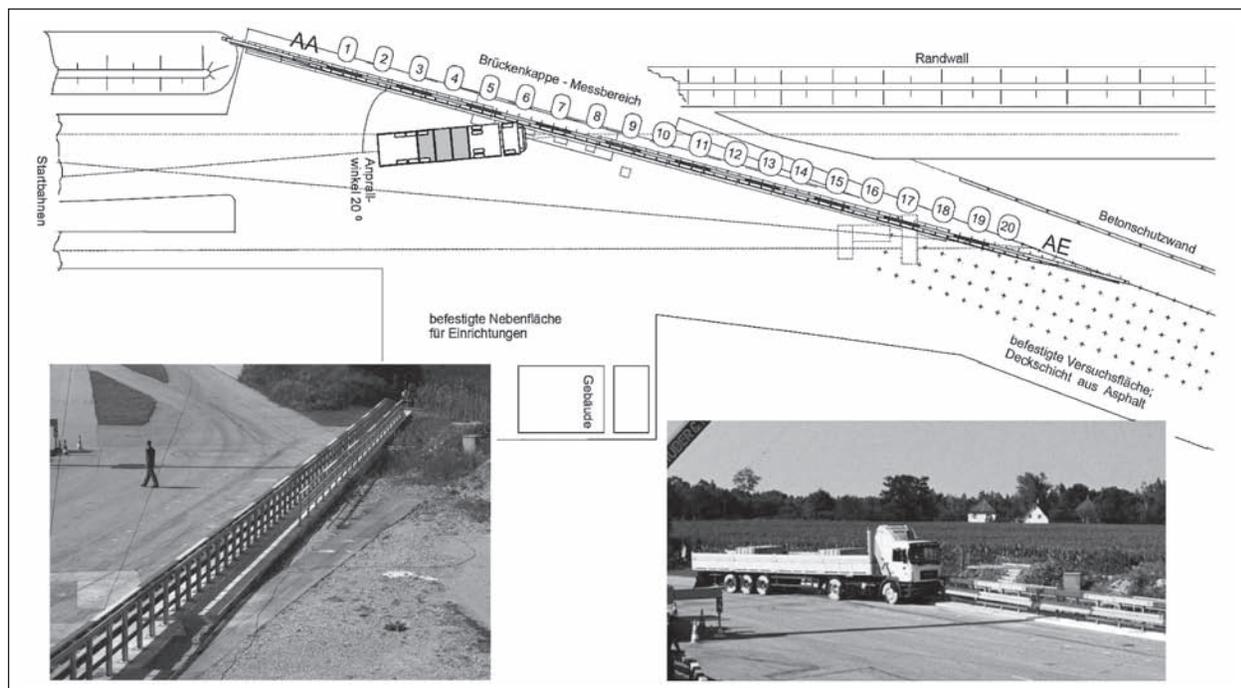


Bild 42: Versuchseinrichtung TÜV München: Anordnung der Schutzvorrichtung auf der Versuchsfläche (FRS-Prüfungen)

Die Widersprüche sind darauf zurückzuführen, dass es sich bei dem Lastansatz für die globale Bauwerksbemessung nach DIN-FB 101 2009, Abschnitt 4.7.3.3 (1) um einen vereinfachten und auf der sicheren Seite liegenden Lastansatz handelt (vgl. Kapitel 3.2), mit dem eine robuste Bauweise erzielt werden soll.

Vor dem Hintergrund, dass

- vereinfachte und auf der sicheren Seite liegende Lastansätze prinzipiell ein gewisses Optimierungspotenzial in sich tragen und
- bei der Umrüstung bestehender Brücken auf moderne Schutzsysteme ein Abtrag der Anpralllasten nach bestehendem Lastmodell (DIN-FB, Abschnitt 4.7.3.3 (1)) unter Zugrundelegung der vorhandenen Bauteilwiderstände – resultierend aus Kragarmabmessungen bzw. statischen Nutzhöhen, Einspannbewehrung, Vorspannung etc. – häufig nicht nachweisbar ist,

soll geprüft werden, ob auf Grundlage gemessener Anpralllasten ein alternatives Lastmodell ableitbar ist, das die folgenden Bedingungen erfüllt:

- Es liefert möglichst realitätsnahe Schnittgrößen für die Bauwerksbemessung.
- Es bildet den Eintrag von Anpralllasten mechanisch widerspruchsfrei ab, so dass es auch als Grundlage für eine detailgetreue numerische Berechnung eingesetzt werden kann.
- Es liefert je nach Anwendungsfall ggf. günstigere Schnittkraftverteilungen im Kragarmanschnitt, so dass bei Nachrüstungen neuer Schutzsysteme auf Bestandsbauwerken auf-

wendige und damit auch kostenintensive Verstärkungsmaßnahmen umgangen oder zumindest in ihrem Umfang reduziert werden können.

Die Grundlage für die Erarbeitung eines alternativen Lastmodells bilden Unterlagen zu Anprallprüfungen, die auf dem Testgelände des TÜV in München durchgeführt wurden. Die Unterlagen bestehen aus Prüfberichten, Messwertaufzeichnungen und Filmdokumenten (FRS-Prüfungen). Während der Anprallversuche wurden Beanspruchungen im Kragarmanschnitt gemessen, die Rückschlüsse auf die einwirkenden Anpralllasten zulassen.

7.2 Allgemeines zu den Anprallversuchen

7.2.1 Versuchseinrichtung

Die Versuchseinrichtung auf dem Testgelände des TÜV in München (Bild 42) bietet die Möglichkeit, unterschiedliche Fahrzeugtypen auf das zu prüfende Rückhaltesystem zu lenken, um einen Fahrzeuganprall auf Grundlage der Prüfnorm DIN EN 1317-2 zu simulieren. Die Anordnung und Montage des Rückhaltesystems entspricht dabei realen Verhältnissen. Anprallwinkel und Fahrzeuggeschwindigkeit können den normativen Vorgaben angepasst werden. Die im Rahmen des Forschungsprojektes untersuchten Anprallvorgänge (Prüfungen TB 51 und TB 81) wurden mit einem Anprallwinkel von 20° durchgeführt.

Ein 12 m langer Abschnitt der Schutzeinrichtung ist auf einem speziellen Prüfstand montiert, s. Bild 43 a). Dieser besteht aus drei baulich voneinander getrennten Betonblöcken A, B und C (Länge jeweils 4,0 m; Breite 2,0 m), die als Konsolen bzw. Krag-

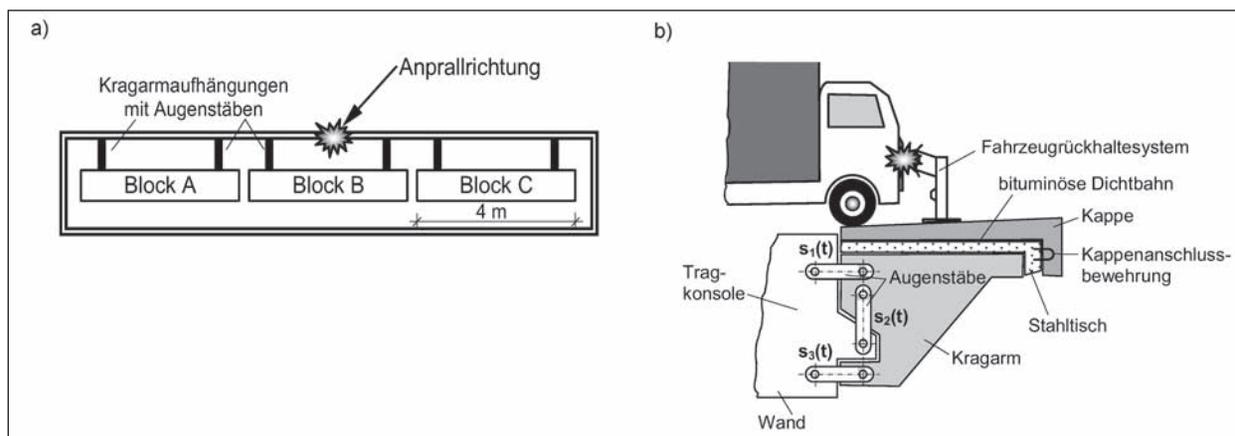


Bild 43: a) Draufsicht Prüfstand, b) Prinzip Konsolaufhängung (Quelle: KUHLMANN et al.)

arme konstruiert sind und als Gesamtsystem den Kragarm einer Straßenbrücke abbilden, siehe Bild 43 a). Auf den Betonblöcken befindet sich eine aus ebenfalls drei Elementen zusammengesetzte Stahlunterkonstruktion, auf der die Betonkappe mit dem darauf montierten Rückhaltesystem aufliegt

(mittels Kappenanschlussbewehrung an die Stahlunterkonstruktion angeschlossen, siehe Bild 43 b).

Der Prüfstand ist wie folgt aufgebaut (Reihenfolge von unten nach oben), siehe hierzu Ausschnitte aus Planunterlagen und Fotos in Bild 44:

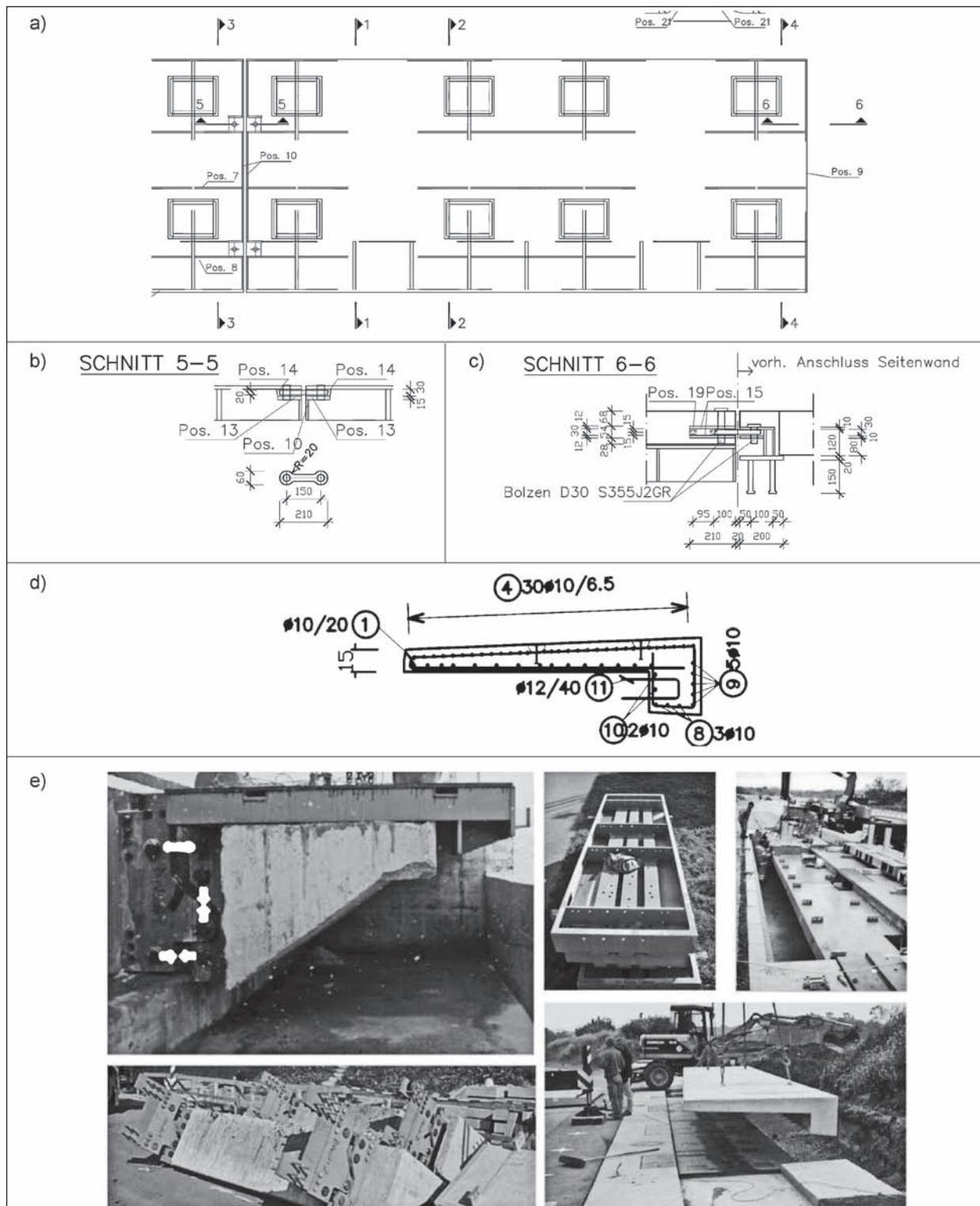


Bild 44: Auszüge aus BAST 2003: a) Draufsicht Stahlelemente (Ausschnitt), b) und c) Schnitte Stahlelemente, d) Bewehrung Kappe, e); Fotos zur Bauweise der Konsolelemente und deren Aufhängungen (Quelle: SEDLACEK et al. 2005)

- Drei 4,0 m lange massive Tragkonsolelemente; gehalten von je zwei Aufhängungen; baulich voneinander getrennt.
- Drei ebenfalls 4,0 m lange, fest mit den Konsolenelementen verbundene Stahlelemente als Unterkonstruktion für die Kappe, die untereinander und mit den Seitenwänden mit jeweils zwei Augenstäben zur Längskraftübertragung verbunden sind (keine planmäßige Übertragung von Vertikal- oder Querlasten), siehe Bild 44 a) bis c).
- Bitumenschweißbahn gemäß ZTV-ING zwischen Stahlelementen und Kappe zur realitätsnahen Abbildung der Reibung zwischen Kappe und Bauwerk.
- 12,0 m lange fugenlose Betonkappe, die auf den drei Blockelementen aufliegt und an die Stahlunterkonstruktion über Anschlussbewehrung ($\varnothing 12/40$) mittels Schraubverbindungen angeschlossen ist, siehe Bild 44 d).
- Auf der Kappe gemäß Herstellerangaben montiertes Fahrzeugrückhaltesystem.

Der Fahrzeuganprall findet auf diesem speziellen Prüfstand statt. Die durch den Anprall hervorgerufenen Block-Beanspruchungen werden mittels Stahlaufhängungen abgetragen (zwei Aufhängungen je Block), die von jeweils zwei horizontalen und einem vertikalen Augenstab gebildet werden, siehe Bild 43 b) bzw. Bild 44 e).

An den insgesamt sechs Aufhängungen werden mittels DMS die Dehnungen an den Augenstäben während des Anprallvorgangs gemessen und aufgezeichnet (Abtastrate 10.000 Hz). Aus ihnen lässt sich der zeitliche Verlauf der Auflagerkräfte im Kragarmanschnitt bestimmen (Horizontal- und Vertikalkräfte, Einspannmomente). Hierbei handelt es sich um die für eine Kragarmbemessung relevanten Größen.

7.2.2 Versuchsprogramm

Im Rahmen der Auswertung wurden Anprallversuche an fünf Rückhaltesystemen näher untersucht, vgl. Tabelle 18. Es handelt sich dabei um drei Systeme aus Stahl und um je ein System aus Ort beton (H2) und aus Beton-Fertigteilen (H4b).

Während die Prüfungen an den H2-Systemen unter Verwendung „torsionssteifer“ Busse mit einer Gesamtmasse von 13 t durchgeführt wurden (Prüfung

Bauweise	Bezeichnung	Aufhaltstufe	Prüfung	Fahrzeug
Stahl	Stahl-1	H2	TB 51	Bus 13 t
	Stahl-2	H2	TB 51	Bus 13 t
	Stahl-3	H4b	TB 81	Sattelzug 38 t
Beton	Beton-1	H2	TB 51	Bus 13 t
	Beton-2	H4b	TB 81	Sattelzug 38 t

Tab. 18: Übersicht der untersuchten Systeme

TB 51), kam bei den beiden H4b-Systemen ein 38-t-Sattelzug zum Einsatz (Prüfung TB 81), der aufgrund der gelenkigen Kopplung von Zugmaschine und Anhänger eine deutlich geringeren Torsionswiderstand besitzt.

7.3 Auswertung der Filmdokumente

7.3.1 Vorbemerkungen

Zu den untersuchten Anprallprüfungen liegen Filmaufnahmen vor (FRS-Prüfungen), die hinsichtlich der folgenden Aspekte ausgewertet wurden:

- Fahrzeugverhalten,
- Funktionsweise/Bauteilverhalten Schutzeinrichtung.

Bei allen Anprallvorgängen können grundsätzlich die folgenden beiden extremen Belastungssituationen unterschieden werden:

- Phase 1: Frontanprall des Fahrzeugs auf das FRS; Bodenkontakt aller Achsen; gleichmäßige Verteilung der V-Lasten; Ausmitte der Vertikalbeanspruchung (im Folgenden als e_V bezeichnet) aufgrund der noch nicht so stark deformierten Schutzeinrichtung geringer als in Phase 2; bei den Stahlsystemen Bruchbeanspruchung der Pfosten im unmittelbaren Anprallbereich
- Phase 2: Heckeinschlag; mehr oder weniger starke Rotationsbewegungen des Fahrzeugs, Verlust Bodenkontakt einzelner Achsen und damit verbundene Konzentration der V-Lasten möglich; zunehmende Deformation der Schutzeinrichtung; Ausmitte e_V größer als in Phase 1; Abtrag der H-Lasten über Zugbandwirkung

Das Fahrzeug wird jeweils im Bereich des mittleren Blockes (Block B, Numerierung siehe Bild 43 a) auf das Schutzsystem gelenkt. Dort wird es umgelenkt, fährt auf Block A auf und wird schließlich aus dem

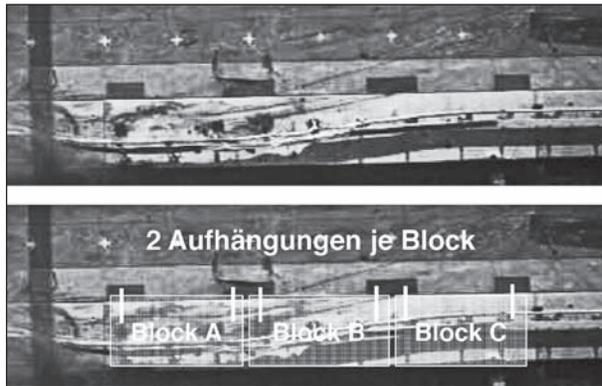


Bild 45: Draufsicht Prüfstand: a) Deformation FRS nach Anprallprüfung (System Stahl-1), b) Kennzeichnung der Lager der Blockelemente, Quelle Bildmaterial: FRS-Prüfungen

Messbereich herausgeleitet. Block C wird bei keinem der Versuche direkt belastet (vgl. hierzu Bild 45).

Die Zugbandwirkung ist bei den Stahlssystemen besonders offensichtlich, da die Pfosten im unmittelbaren Anprallbereich zumeist direkt versagen, ein Durchbrechen des Fahrzeugs aber dennoch verhindert wird. Das Schutzsystem wirkt wie ein gespanntes Seil, das bei einer entsprechenden Auslenkung und einer ausreichenden Endverankerung bekanntlich hohe Querlasten aufnehmen kann (Prinzip Seiltragwerk).

7.3.2 Stahlssysteme

Fahrzeug- und Systemverhalten

Das Verhalten der Fahrzeuge und Rückhaltesysteme unterscheidet sich bei den drei Anprallversuchen an Rückhaltesystemen aus Stahl deutlich:

- FRS-System Stahl-1 (H2): Umlenkung des Fahrzeugs (Bus) verbunden mit einer Rotation um die Vertikalachse in Phase 1; die Vorderäder heben dabei leicht ab; eine Vertikalbelastung des Kragarms durch den vorderen Fahrzeugteil ist nicht unmittelbar erkennbar; kein Auffahren auf die Schutzeinrichtung; Parallelfahrt zwischen Phase 1 und Phase 2; in Phase 2 hebt das Heck nach dem Kontakt mit dem Schrammbord bzw. der Schutzeinrichtung deutlich ab; dadurch entsteht eine ausgeprägte Nickbewegung des Fahrzeugs. Die daraus resultierenden hohen Lasten auf der Vorderachse werden allerdings nicht auf dem Kragarm abgesetzt, da sich das Fahrzeug bereits stark um die vertikale Achse gedreht hat, sodass sich die



Bild 46: Fotodokumentation Anprallprüfung FRS-System Stahl-3 (H4b, TB 81), Quelle: FRS-Prüfungen

Vorderachse nicht mehr im Bereich der Versuchseinrichtung befindet.

- FRS-System Stahl-2 (H2): Beim Umlenken des Fahrzeugs (Bus) in Phase 1 löst sich die Leitschiene von den Pfosten und wird über diese hinübergestreift; das Fahrzeug überfährt die Pfosten; es fährt auf die Leitschiene auf, die wie eine Rampe wirkt; die Vorderachse des Busses wird dadurch mindestens einen Meter in die Luft gehoben; in Phase 2 hebt auch die Hinterachse kurz ab, sodass zeitweise keines der Räder Bodenkontakt hat; extreme Nickbewegung beim Aufsetzen der Vorderachse; jedoch werden auch hier die dabei auftretenden hohen Lasten nicht auf dem Kragarm abgesetzt, da sich das Fahrzeug bereits stark um die vertikale Achse gedreht hat, sodass sich die Vorderachse nicht mehr im Bereich der Versuchseinrichtung befindet.
- FRS-System Stahl-3 (H4b): Zugmaschine und Anhänger des Fahrzeuges (Sattelzug) müssen in Phase 1 aufgrund der gelenkigen Kopplung separat umgelenkt werden; Vorderachse hebt ab; starke Verformung Schutzsystem; keine Parallelfahrt wie bei den Bussen; beim Heckanprall (Phase 2) wird der Anhänger nach oben beschleunigt (bspw. verursacht durch Schrammbordstoß) und über das Schutzsystem hinüber auf das Gelände geschleudert; extreme Rotation des Anhängers um die Längsachse von annähernd 90°; Anhänger legt sich auf Schutzsystem und Gelände; kein Kontakt der Räder mehr mit dem Kragarm

Folgende Versagensformen der Pfosten wurden in den Filmen beobachtet:

- Versagen der Verbindungselemente zwischen Pfosten und Holm; daraus resultierendes Überstreifen des Holms über die Pfosten; anschließendes Überfahren der Pfosten,
- Durchriss der Pfostenprofile oberhalb der Pfostenverankerungen,
- Versagen der Pfostenverankerungen.

Beurteilung

In den Filmaufnahmen zeigt sich, dass die unterschiedlichen Torsionssteifigkeiten der beiden Fahrzeugtypen erheblichen Einfluss auf das Fahrverhalten im Versuch und damit auf die Versuchsverläufe haben.

Während der 13-t-Bus sich wie ein torsionssteifer Kasten verhält, der als Ganzes abgelenkt wird und dessen Eigensteifigkeit einen zusätzlichen Widerstand gegen ein Durchbrechen der Schutzeinrichtung bildet, werden die Anhänger der 38-t-Sattelzüge in Anprallphase 2 unkontrolliert gegen das Rückhaltesystem geschleudert. Die Verbindung zwischen Zugmaschine und Anhänger verhält sich gelenkig.

Die Anforderungen an das Aufhaltevermögen sind damit bei den H4b-Systemen gegenüber den H2-Systemen nicht nur aufgrund der größeren Fahrzeugmasse höher, sondern auch aufgrund der ungünstigeren Fahrzeug-Eigensteifigkeit.

FRS-Systeme sind zumeist durch eine ausgeprägte Nachgiebigkeit gekennzeichnet. In allen drei Fällen wird das Fahrzeug durch die Zugbandwirkung der Systeme aufgehalten und umgelenkt (vgl. Bild 47).

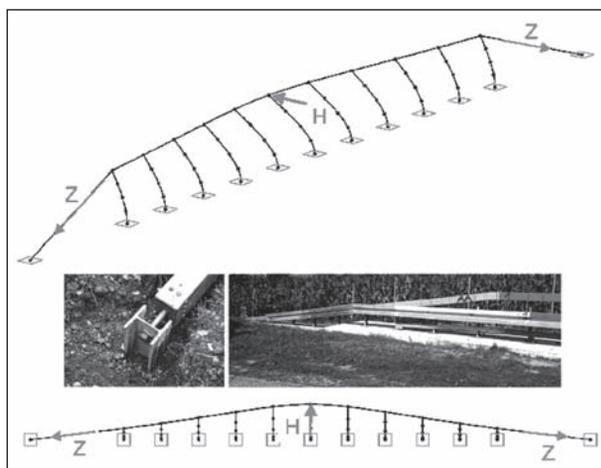


Bild 47: Zugbandwirkung beim Abtrag von H-Lasten (Fotos aus FRS-Prüfungen)

Bei einem Lastabtrag mittels Zugband stehen die senkrecht zum Zugband wirkenden Lasten im Gleichgewicht mit den Zugbandkräften, d. h. mit Kräften, die in Richtung des ausgelenkten Zugbandes wirken. Diese Zugbandkräfte werden von einer Zugbandverankerung aufgenommen. Die an das Zugband angeschlossenen Pfosten können als gefederte Lagerungen aufgefasst werden. Ihre Beteiligung am Lastabtrag richtet sich nach den vorhandenen Steifigkeitsverhältnissen. Der verformungsabhängigen Dehnsteifigkeit des Zugbandes ($EA/L \cdot \cos^2\varphi$; mit φ = Neigungswinkel Zugband) steht die Biegesteifigkeit der Pfosten bzw. Anschlusssteifigkeit der Pfostenverankerung gegenüber.

Damit das Zugband wirksam werden kann bzw. damit die Zugbandkraft eine Horizontalkraftkomponente enthält, sodass sich ein Gleichgewicht mit der einwirkenden Horizontalkraft einstellen kann, ist eine Auslenkung des Zugbandes in Lastrichtung erforderlich. Numerische Untersuchungen für ein Pfostenprofil C 125 (gängiges Pfostenprofil bei versch. FRS-Systemen aus Stahl) haben gezeigt, dass eine Kopfauslenkung der Pfosten in einer Größenordnung von 10 mm bereits zu einer plastischen Momentenbeanspruchung am Fuß führt. Da bei einem Anprallereignis die horizontale Auslenkung des Zugbandes auf einer relativ weiten Strecke die vorgenannten 10 mm übersteigt, ist davon auszugehen (bei intakter Verbindung zwischen Holm und Pfosten), dass eine Vielzahl hintereinander stehender und relativ weit vom Anprallort entfernt befindlicher Pfosten gleichzeitig plastisch beansprucht werden. Die Filmaufnahmen zeigen auch, dass Beanspruchungssituationen entstehen, bei denen das Zugband in Anspruch genommen wird, ohne dass Vertikallasten wirksam sind (Räder in der Luft).

Schlussfolgerungen

Vor dem Hintergrund der vorausgegangenen Beurteilung ist der in Kapitel 3.3 beschriebene Lastansatz gemäß DIN-FB 101, Abs. 4.7.3.3 (2) für den Nachweis der Kappenverankerung plausibel, wonach eine Bruchbeanspruchung der Pfosten im Fußpunktbereich einen oberen Grenzwert für die lokal auftretende Last aus dem Fahrzeugrückhaltesystem darstellt.

Dass gleichzeitig auftretende Vertikallasten, die sich positiv auf die Kappenverankerung auswirken würden, dabei nicht zu berücksichtigen sind, ist

ebenfalls plausibel, da sich die Räder bzw. Achsen des Fahrzeugs im Moment des Pfostenversagens, wie in den Filmdokumenten beobachtet, in der Luft befinden können.

Wenn die Fahrzeuge in Anprallphase 2 (Heckanprall) vom Schutzsystem aufgehalten und abgelenkt werden, sind die Pfosten im unmittelbaren Anprallbereich in der Regel bereits zerstört. Die Wirkungsweise der Systeme ist in dieser Phase allein auf die Zugbandwirkung zurückzuführen, jedoch augenscheinlich nicht eingeschränkt. Daran zeigt sich, dass die Bauart der Pfosten, deren Steifigkeit und deren Kappenanschluss-Tragfähigkeit relativ unbedeutend für das Rückhaltevermögen des jeweiligen Schutzsystems sind. Entscheidend ist vielmehr die Tragfähigkeit und Steifigkeit des Zugbandes.

7.3.3 Betonsysteme

Fahrzeug- und Systemverhalten

Die Form der Betonwände erlaubt in der Regel ein Auffahren der anprallenden Fahrzeuge auf das Schutzsystem. Dieser Effekt wird bei einer flachen Neigung im unteren Bereich der Betonwand begünstigt. Als Folge der auf dem Schutzsystem stehenden Vertikallast erhöht sich der Reibwiderstand zwischen Betonwand und Kappe. Ein Durchrutschen der Betonwand wird dadurch erschwert bzw. die dissipierte Energie im unmittelbaren Anprallbereich im Falle eines Durchrutschens erhöht. Das auf die Betonwand auffahrende Fahrzeug stabilisiert sich somit selbst.

In den Filmaufnahmen ist bei den Anprallversuchen mit den schweren Fahrzeugen (TB 51 beim H2-System; TB 81 beim H4b-System) das Auffahren der Fahrzeuge auf die Betonsysteme zu erkennen. Bei diesem Vorgang wird das Schutzsystem horizontal ausgelenkt. Dass dabei zwischen Schutzwand und Kappe hohe Reibkräfte wirken, ist am Betonabrieb zu erkennen, der während der Horizontalverschiebung der Schutzwand entsteht und explosionsartig in Form kleiner Staubwolken aus der Kontaktfuge zwischen Kappe und Schutzwand entweicht.

Der beschriebene Vorgang ist in Bild 48 prinzipiell dargestellt. Die vertikale Einwirkung, die beim Auffahren des Fahrzeugs auf die Schutzwand entsteht, und eine horizontale Lastkomponente, die aus dem Anprallvorgang resultiert, bilden eine schiefe

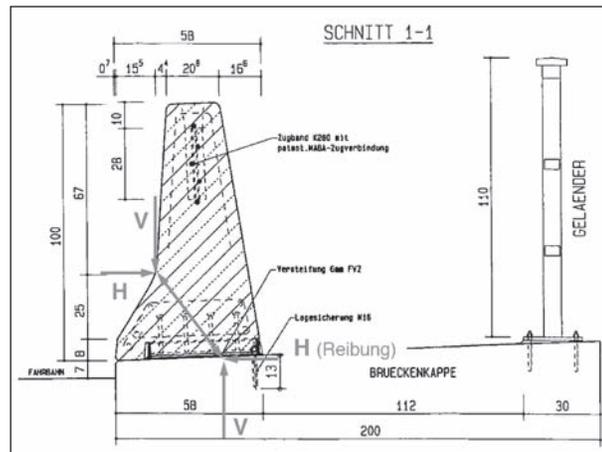


Bild 48: Versatz der angreifenden V-Last infolge einer schrägen Druckstrebe innerhalb der Betonwand (Quelle für die zugrunde gelegte Konstruktionszeichnung: DELTA BLOC Produktdatenblatt. <http://www.deltabloc.de>)

Druckstrebe innerhalb der Betonwand. Dadurch ergibt sich eine vergrößerte Ausmitte der Vertikallast bzgl. des Kragarmanschnittes. Solange die Vertikallast im Kern der Aufstandsfläche angreift, besteht keine Kippgefahr.

Ein Umkippen der Betonwand wird auch durch ihren eigenen Verdrehwiderstand verhindert. So kann insbesondere bei ausgelenkten Systemen ein Kippmoment durch vertikal ausgerichtete Kraftkomponenten aufgenommen werden, welche die Schutzwand zum einen im unmittelbaren Anprallbereich auf die Kappe drücken, während weiter entfernte Lastanteile, die mit dieser Druckkomponente im Gleichgewicht stehen, eine abhebende Wirkung auf die Betonwand erzeugen. Diese nach oben gerichteten Lastkomponenten übersteigen das relativ hohe Eigengewicht des Schutzsystems allerdings nicht, sodass ein Abheben der Schutzwand verhindert wird.

Weiterhin können bei Betonschutzwänden Stoßbeanspruchungen aufgrund der massiven Bauweise durch die Aktivierung von Massenträgheitskräften aufgenommen werden, sodass nur ein Teil der Stoßlasten in Form von Auflagerkräften in Erscheinung treten. Dieser Effekt ist örtlich begrenzt, da die Stoßwellenausbreitung mit endlicher Geschwindigkeit erfolgt und die Ausbreitung der Beanspruchung aufgrund der Energieabsorption im unmittelbaren Anprallbereich rasch abklingt (zum mechanischen Hintergrund siehe z. B. EIBL et al.).

Zusammenfassend sind damit die folgenden Effekte beim Lastabtrag von Betonschutzsystemen herauszustellen:

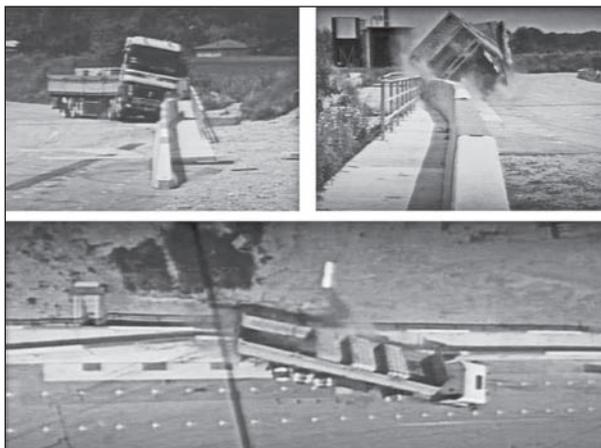


Bild 49: Fotodokumentation Anprallprüfung FRS-System Beton-2 (H4b, TB 81), Quelle: FRS-Prüfungen

- Reibungskräfte zwischen Schutzwand und Kappe im unmittelbaren Anprallbereich, verstärkt durch das Auffahren des anprallenden Fahrzeuges auf die Betonwand,
- Versatz der Vertikalkomponente infolge schräger Druckstrebe, die sich innerhalb der Betonwand ausbilden kann,
- Kippwiderstand infolge des hohen Systemeigengewichts,
- Aktivierung von Massenträgheitskräften,
- untergeordnete Bedeutung der Zugbandwirkung.

Beurteilung und Schlussfolgerungen

Die Wirkungsweise der Betonschutzwände beruht hauptsächlich auf dem durch Reibkräfte hervorgerufenen Durchschubwiderstand und ihrem Widerstand infolge Massenträgheit. Der auf die Zugbandwirkung zurückzuführende Lastabtragsmechanismus, der sich grundsätzlich auch bei Betonsystemen aufgrund der untereinander verbundenen Elemente (Fertigteile) bzw. aufgrund der durchlaufenden Bewehrung (Ortbeton) einstellen kann, spielt bei Schutzwänden aus Beton eine untergeordnete Rolle.

Dies ist in den Filmaufnahmen an den sich einstellenden horizontalen Systemauslenkungen zu erkennen, die lokal begrenzt sind und vom Verlauf her nicht die Form einer Kettenlinie aufweisen, deren Verlauf charakteristisch für die Verformung horizontal beanspruchter Zugbänder ist.

Die genannten Effekte führen dazu, dass die Aufnahme der Anpralllasten bei Betonsystemen in

einem deutlich stärkeren Maß lokal begrenzt ist, als dies bei Stahlssystemen der Fall ist. Dies spiegelt sich auch in den geringeren Systemverformungen der Betonwände wider, die sich während des Anprallvorgangs einstellen. Während bei Stahlssystemen eine große horizontale Auslenkung erforderlich ist, damit sich die Zugbandwirkung einstellen kann, besteht diese Notwendigkeit bei Betonsystemen nicht. Gleichzeitig entfällt mit der Zugbandwirkung aber auch die Transformation der quer gerichteten Horizontallasten in Lastkomponenten, die in Richtung des Zugbandes wirken.

Die lokale Lastkonzentration sowie die beschränkte Zugbandwirkung haben zur Folge, dass bei den Betonsystemen mit höheren Anpralllasten zu rechnen ist als bei den untersuchten Stahlssystemen.

Energetisch betrachtet wird die Anprallenergie bei Stahlssystemen hauptsächlich in elastische und plastische Deformationsarbeit des Schutzsystems umgesetzt, bei Betonsystemen hingegen hauptsächlich in Reibenergie zwischen Betonwand und Kappe sowie in plastische Verformungsarbeit des Fahrzeugs. Unabhängig von der Bauweise wird außerdem ein Teil der Anprallenergie in Reibenergie umgesetzt, die aus Reibeffekten zwischen Fahrzeug (Reifen, Karosserie) und Bauwerk (Kappe) bzw. Schutzsystem resultiert.

7.4 Auswertung der gemessenen Kraftverläufe

7.4.1 Rückblick

Die im Zuge der Anprallprüfungen durchgeführten Kraftmessungen bilden seit etwa dem Jahr 2000 die Grundlage für die Ermittlung FRS-abhängiger Anpralllasten zur Kragarmbemessung. Der ursprüngliche Ansatz („österreichisches Modell“) sah vor, aus den Versuchen abgeleitete Streckenlasten an der Schrammbordkante ohne weitere Lastausbreitung in der Kappe auf den Kragarm anzusetzen, siehe Bild 50.

Im Rahmen der Versuchsauswertung wurden die an den Einzelblöcken und am Gesamtsystem gemessenen Kräfte inklusive einer jeweils individuellen Bewertung in 4-m-Linienlasten überführt.

Diese Form des Lastansatzes unterscheidet sich von dem im DIN-Fachbericht vorgesehenen Lastansatz. Dort wird vorgesehen, die Horizontallast als 0,5 m breite Schneidenlast auf Höhe Schutzeinrich-

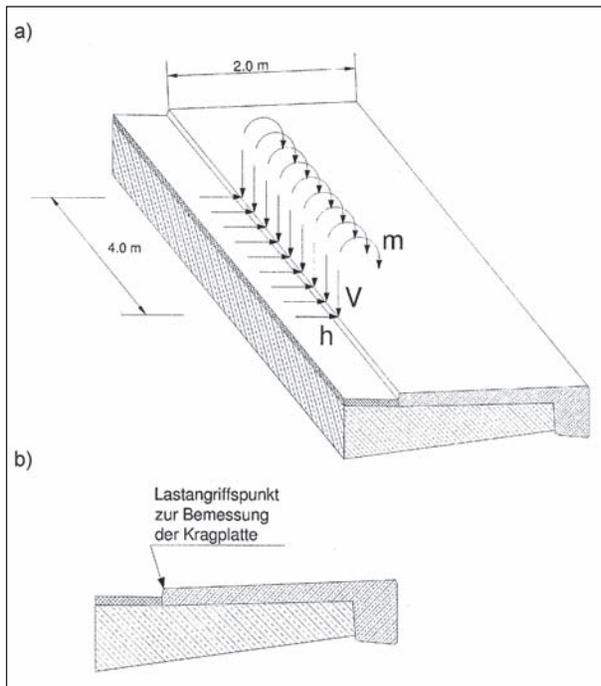


Bild 50: Österreichischer Lastansatz: a) 4,0-m-Linienlasten, b) Lastangriffspunkt

tung bzw. mindestens 1,0 m über OK-Kappe anzusetzen, siehe Kapitel 3.2.

7.4.2 Aktuelle Vorgehensweise

Aufgrund der voneinander abweichenden Vorgehensweisen des österreichischen Modells (siehe oben) und des DIN-FB-Lastansatzes wurde ein Einstufungsverfahren auf Grundlage von Vergleichsrechnungen entwickelt. In BAST 02-2011 wird die Herangehensweise wie folgt beschrieben:

„Um den Anforderungen des DIN-Fachberichts 101 gerecht zu werden, ist die Einstufung der nach DIN EN 1317 geprüften Schutzeinrichtungen in die entsprechende Horizontallastklasse nach Kapitel 4.7.3.3 erforderlich. Dazu werden die Schnittgrößen am Kragarmanschnitt für die außergewöhnliche Lastfallkombination von verschiedenen langen Kragarmen resultierend aus dem 4-m-Lastansatz und dem Lastansatz nach DIN-Fachbericht 101 mit dem Ziel verglichen, ein standardisiertes Auswertungsverfahren zu entwickeln. Grundlage hierfür sind insgesamt neun verschiedene, nach DIN EN 1317 positiv geprüfte Schutzeinrichtungen (H4b- und H2-Systeme), für die zum Zeitpunkt der Einführung von DIN-FB 101:2009 4-m-Lastansätze vorlagen.“

Das standardisierte Verfahren für die Auswertung der Kräftemessungen wurde so gewählt, dass Biege- und Querkraftbemessung am Kragarmanschnitt

entsprechend der stufenweisen Horizontallastklassen A bis D (Tabelle 1) nach DIN-Fachbericht 101 der Bemessung mit dem 4-m-Lastansatz entsprechen.“

Die Horizontallastklassen (100, 200, 400 und 600 kN) wurden eingeführt, um unterschiedliche Größenordnungen auftretender Horizontalkräfte zu berücksichtigen (siehe Tabelle 4).

Im Rahmen der derzeit angewandten Auswertemethode (BAST 02-2011) werden die Horizontal- (H) und Vertikal- (V) Kräfte je 4-m-Block und für das 12,0 m lange Gesamtsystem zusammengefasst. Dabei ergeben sich die H-Kräfte der Einzelblöcke aus der Summe der Kräfte, die an den jeweiligen horizontalen Aufhängungen gemessen werden, die V-Kräfte entsprechend aus der Summe der an den jeweiligen vertikalen Aufhängungen gemessenen Kräfte. Unter Verwendung dieser Kraftgrößen ($3 \times H_{\text{Block}}$, H_{Gesamt} , $3 \times V_{\text{Block}}$, V_{Gesamt}) werden Bemessungshilfsgrößen abgeleitet, die nachfolgend als V_{bem} bzw. H_{bem} bezeichnet werden.

$$V_{\text{bem}} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_{\text{Block}}}{4,0 \text{ m}} + \frac{V_{\text{Rest}}}{8,0 \text{ m}} \right) \cdot 4,0 \text{ m} \quad (7.1)$$

$$H_{\text{bem}} = H_{\text{Block}} + \frac{H_{\text{ges}}}{12,8 \text{ m}} \cdot (b_{\text{eff}} - 4,0 \text{ m}) \quad (7.2)$$

Durch die Einführung der Hilfsgrößen sollen die folgenden beiden versuchsbedingten Effekte ausgeglichen werden:

- V_{bem} : Eine Querkraftkopplung zwischen den einzelnen Blöcken ist im Versuch nicht gegeben, obwohl eine solche Kopplung am realen Kragarm vorhanden ist und sich günstig auf die Kragarmbeanspruchung auswirkt. Mithilfe der Berechnungsformel (7.1), die zu einer Mittelung der Blocklasten und der Gesamlasten führt, wird dieser Effekt näherungsweise erfasst.
- H_{bem} : Es wird allgemein angenommen, dass sich die Horizontallast im Tragsystem unter 45° ausbreitet. Daraus ergibt sich eine effektive mittragende Breite b_{eff} im Kragarmanschnitt für den Horizontallastabtrag. Im Falle der Versuchseinrichtung beträgt diese mittragende Breite 5,96 m – vorausgesetzt die Schutzeinrichtung befindet sich im Abstand von 0,50 m von der Schrammbordvorderkante. Da der Einzelblock nur eine Breite von 4,0 m abdeckt, wird mit Hilfe der Berechnungsformel (7.2) ein Teil der Gesamlast hinzuaddiert.

Die Maximalwerte der so ermittelten Hilfsgrößen H_{bem} und V_{bem} bilden die Grundlage für die Einstufung des geprüften Schutzsystems in die normativ vorgegebenen Horizontallastklassen A bis D sowie für die Festlegung des Erhöhungsfaktors zur Vergrößerung der Vertikallast gegenüber dem Mindestwert von 180 kN (vgl. Kapitel 2.3).

7.4.3 Beurteilung

Das beschriebene Konzept zur Auswertung der Kraftmessungen ist in sich schlüssig und geeignet, systemspezifische Lastgrößen abzuleiten. Im Hinblick auf eine optimierte Lastermittlung für Bestandsbauten ist allerdings Folgendes anzumerken:

- Die Forderung der Gleichzeitigkeit wird nicht gestellt, d. h. es werden zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftretende Lasten miteinander kombiniert. Dies betrifft zum einen die Maximalwerte von V_{bem} und H_{bem} , die im Anprallversuch zu unterschiedlichen Zeitpunkten auftreten können, jedoch in der Bemessung gleichzeitig anzusetzen sind. Zum anderen wird auch bei der Berechnung von V_{bem} und H_{bem} keine Gleichzeitigkeit von V_{Block} bzw. H_{Block} und V_{Gesamt} bzw. H_{Gesamt} gefordert.
- Die Forderung der örtlichen Verträglichkeit wird ebenfalls nicht gestellt. Aus Lasten, die an unterschiedlichen Orten auftreten, werden Hilfsgrößen abgeleitet, die dann am Anprallort gebündelt angesetzt werden. Daraus ergibt sich eine Lastkonzentration, die in dieser Form tatsächlich nicht auftritt. Insbesondere die Berechnung von H_{bem} kann zu einer Zusammenfassung von Lasten führen, die im Kragarmanschnitt nicht gemeinsam wirksam sind. Bei der Berechnung von H_{bem} kommt hinzu, dass die Blocklast H_{Block} auch in H_{Ges} enthalten ist und somit mehrfach berücksichtigt wird.
- Es werden die Peaks der dynamischen Zeitreihen verwendet. Das bedeutet, dass Trägheitskräfte miterfasst werden (vgl. Kapitel 7.5.1). Dieses Vorgehen ist grundsätzlich plausibel, weil beim realen System ebenfalls mit schwingenden Massen und daraus resultierenden Trägheitskräften zu rechnen ist. Fraglich ist allerdings die Berücksichtigung von Trägheitskräften, die an Blöcken auftreten, die nicht vom Fahrzeug befahren, aber dennoch zum Schwingen angeregt werden (siehe auch Ausführungen hierzu in Kapitel 7.4.4).

Bei den genannten Punkten handelt es sich ausschließlich um Auswertemethoden und Ansätze, die zu einem auf der sicheren Seite liegenden Bemessungs-Lastmodell führen. Im Hinblick auf Neubauten besteht daher kein Änderungsbedarf, da die baulichen Gegebenheiten diesen Anforderungen angepasst werden können. Für bestehende Brückenbauwerke lohnt es sich allerdings zu prüfen, ob Rückschlüsse aus den Kraftmessungen gezogen werden können, die zu geringeren und somit günstigeren Einwirkungen für das Bauwerk führen.

7.4.4 Neue Ansätze

Vorbemerkungen

Die im Zuge der fünf o. g. Anprallprüfungen aufgezeichneten Messwerte wurden im Detail untersucht und ausgewertet. Das Ziel war dabei die Identifikation bemessungsrelevanter Beanspruchungssituationen für die Kragarmbemessung. Abweichend von den bisherigen Auswertemethoden wurden dabei nur Lasten kombiniert, die

- gleichzeitig auftreten und
- am gleichen Ort auftreten, d. h. am gleichen Block gemessen wurden.

Die Bedingung der Gleichzeitigkeit wird gestellt, um die auf der sicheren Seite liegende Kombination von V_{max} und H_{max} zu vermeiden, wenn diese nicht zum gleichen Zeitpunkt auftreten, siehe Kapitel 7.4.3.

Eine blockweise Betrachtung und Auswertung der Messwerte wird unter den folgenden Annahmen bzw. aus den folgenden Gründen vorgenommen:

- Anprallereignis findet lokal begrenzt statt.
- Eingeleitete Lasten werden örtlich eingeleitet und blockweise abgetragen (Einschränkung insbesondere bzgl. Horizontallasten siehe nachfolgend).
- Vermeidung der Berücksichtigung dynamischer Effekte (Massenträgheitskräfte) von Blöcken, die nicht direkt belastet werden (behandelt in Kapitel 7.5.1).
- Vermeidung der Berücksichtigung von Zwangsbeanspruchungen von Blöcken, die nicht direkt belastet werden (behandelt in Kapitel 7.5.2).

Der zweite Punkt gilt nur eingeschränkt, da Kopplungen der Elemente untereinander zu einer Vertei-

lung der eingeleiteten Lasten auf benachbarte Blöcke führen können, siehe auch Kapitel 7.5.2.

Hinsichtlich der Vertikallasten kann näherungsweise von einem blockweisen Lastabtrag ausgegangen werden.

Hinsichtlich der Horizontallasten kann sich allerdings eine lastverteilende Wirkung einstellen, hervorgerufen durch die Wirkung des Rückhaltesystems (vgl. Kapitel 7.3.2), den Anschluss der durchlaufenden Kappe über Bewehrung an die einzelnen Stahlelemente sowie durch Reibung zwischen Kappe und Stahlelementen. Eine Lastausbreitung, wie im Leitfaden zum DIN-Fachbericht angenommen (siehe Bild 29), ist aufgrund der Blockfugen jedoch nicht möglich.

Durch die blockweise Betrachtung im Rahmen der Versuchsauswertung werden Lastanteile, die eventuell auf nicht direkt vom Anprallereignis betroffene Blöcke verteilt werden, vernachlässigt. Die daraus resultierende Ungenauigkeit wird in Kauf genommen, um die Berücksichtigung von Massenträgheitskräften und Zwangsbeanspruchungen der nicht direkt belasteten Blöcke zu vermeiden.

Aus den gemessenen Kraftgrößen an den Konsoleuhängungen lassen sich blockweise die einwirkenden Schnittgrößen ermitteln, vgl. Bild 51. Für die einwirkende Horizontalkraft gilt dabei:

$$H = H_o + H_u \tag{7.3}$$

Maßgebend für die Kragarmbemessung ist in der Regel die maximale Biegebeanspruchung im Kra-

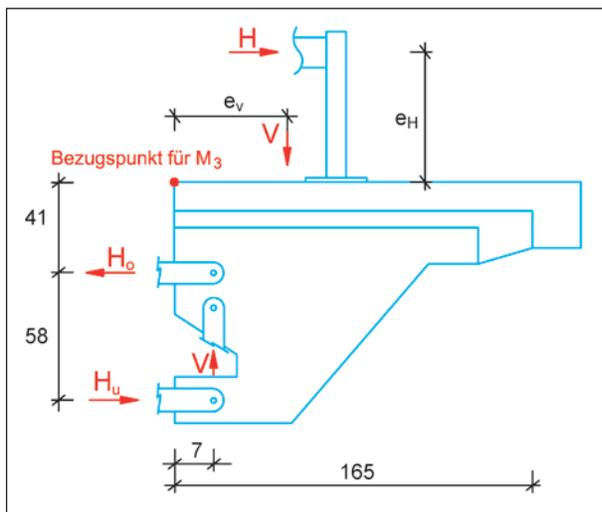


Bild 51: Kraftmessungen mit inneren und äußeren Kraftgrößen; ausgelenktes FRS-System mit der daraus resultierenden Lastausmitte e_v

garmanschnitt. Zur Berechnung des einwirkenden Momentes wurde im Rahmen der Versuchsauswertung als Bezugspunkt die innen liegende obere Kante des Schrammbordes gewählt.

Unter Berücksichtigung der Bauteilabmessungen ergibt sich das einwirkende Moment wie folgt:

$$M = H_u \cdot (0,58 + 0,41) - H_o \cdot 0,41 + V \cdot 0,07 \tag{7.4}$$

Zur Analyse der Messdaten wurden für die einzelnen Blöcke jeweils Last-Zeit-Verläufe erstellt, in denen die gemessenen Horizontalkräfte- (rote Kurve; positives Vorzeichen = nach außen gerichtet bzw. Zugbeanspruchung Kragarm), die gemessenen Vertikalkräfte- (schwarze Kurve; negatives Vorzeichen = nach unten gerichtet) und die daraus abgeleitete Momentenbeanspruchungen (blaue Kurve) aufgetragen sind.

In Bild 52 sind zunächst die entsprechenden Diagramme für das FRS-System Stahl-1 dargestellt, auf die im Folgenden Bezug genommen wird. Eine vollständige Darstellung der Last-Zeit-Verläufe

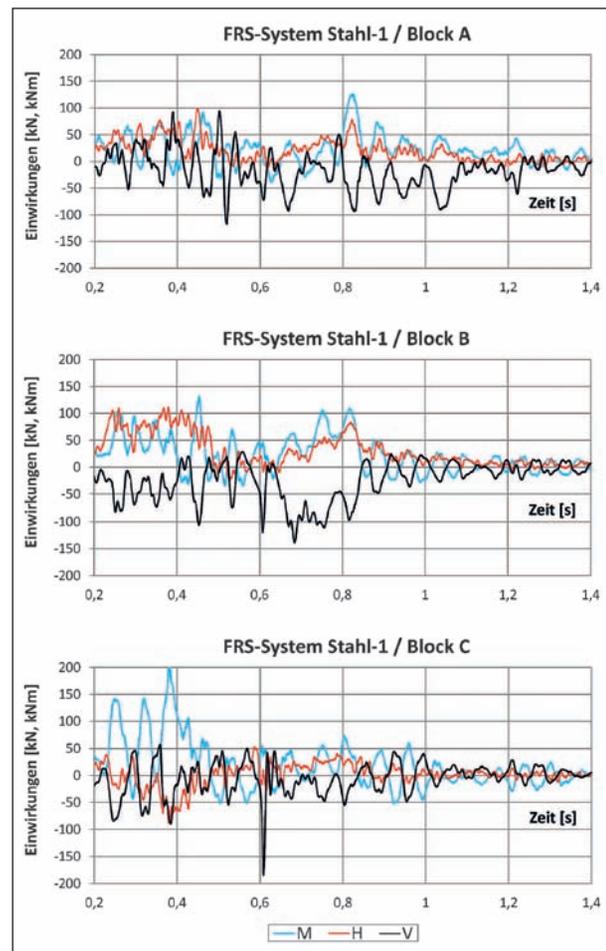


Bild 52: Gemessene Beanspruchungen FRS-System Stahl-1

aller untersuchten Systeme erfolgt in den Bildern 53 bis 56).

Charakteristik der Last-Zeit-Verläufe

Die beiden Anprallphasen Phase 1 und Phase 2 (siehe oben) sind in den Last-Zeit-Verläufen von Block A und B klar zu identifizieren (FRS-System Stahl-1). Sie sind durch maximale Peaks in den Zeitreihen gekennzeichnet. Weiterhin zeigt sich eine deutliche Affinität zwischen Vertikalkraft- und Momentenbeanspruchung, d. h. Maxima und Nulldurchgänge treten gleichzeitig auf. Eine solche klare Abhängigkeit ist beim Verlauf der Horizontalkraft nicht zu erkennen. So tritt beispielsweise zu verschiedenen Zeiten der Fall ein, dass Moment und Vertikalkraft einen gemeinsamen Nulldurchgang besitzen, während der Betrag der Horizontalkraft deutlich größer ist als Null.

Die Horizontalkraft verursacht zu diesen Zeitpunkten somit kein Moment bezogen auf OK-Kappe. Weiterhin ist festzustellen, dass maximale Horizontal- und

maximale Momenten bzw. Vertikalbeanspruchungen nur in seltenen Fällen gleichzeitig auftreten.

Interpretationsansätze

Die Beobachtungen zeigen, dass die Biegebeanspruchung des Kragarms weitestgehend von den vertikalen Einwirkungen dominiert wird.

Die Schwingungen der Tragkonsolen sind ausgeprägt. Ausgeprägte Peaks in den Zeitreihen mit anschließenden Schwingungsprozessen und Ausschwingvorgängen deuten auf heftige Stoßlasten während des Anprallvorgangs hin, näheres hierzu siehe Kapitel 7.5.

Erstaunlich sind die Last-Zeit-Verläufe von Block C (System FRS-System Stahl-1). Hier wurden hohe Momentenbeanspruchungen gemessen, obwohl dieser Block vom Fahrzeug nicht befahren wird. Die Belastung/Anregung erfolgt somit indirekt über das Schutzsystem oder über die baulich bedingten Kopplungen (siehe Kapitel 7.5.2).

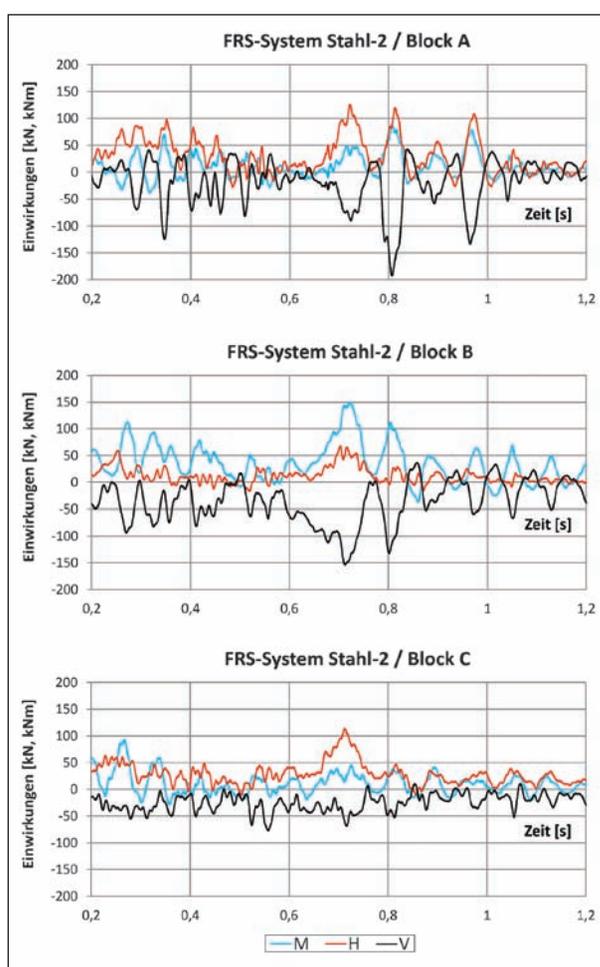


Bild 53: Gemessene Beanspruchungen FRS-System Stahl-2

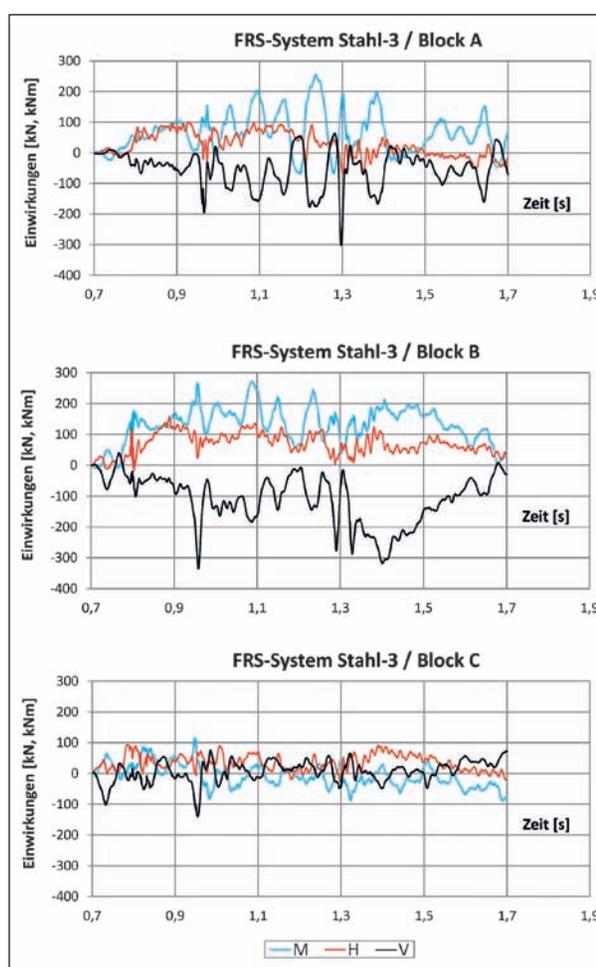


Bild 54: Gemessene Beanspruchungen FRS-System Stahl-3

Die Annahme, dass die Lasten über das Schutzsystem übertragen werden, führen zu folgenden Überlegungen: Beim FRS-System Stahl-1 beträgt der plastische Momentenwiderstand eines Pfostenfußes etwa 40 kNm (charakteristischer Wert). Bei einem Abstand der Pfosten von 1,33 m befinden sich maximal drei Pfosten auf einem 4,0 m langen Prüfblock. Somit könnten bei einer plastischen Beanspruchung aller drei Pfosten, hervorgerufen durch die zur Aktivierung der Zugbandwirkung des Schutzsystems erforderliche Horizontalauslenkung (siehe oben), maximal ca. 120 kNm als Moment in den Prüfblock eingeleitet werden. Dieser Wert ist deutlich kleiner als das gemessene maximale Moment am unbelasteten Block C von etwa 200 kNm. Außerdem ist das gleichzeitige Fehlen einer positiven Horizontalkraft erstaunlich, müsste doch bei einer plastischen Momentenausnutzung am Pfostenfuß gleichzeitig eine signifikante Querkraft auftreten, die dann als nach außen wirkende Horizontalkraft in den Kragarm eingeleitet würde. Jedoch wurden stattdessen Horizontallasten mit negativem Vorzeichen gemessen. Grund hierfür könnten Ver-

kantungen und Scheibenspannungen (vgl. Kapitel 7.5.2) der Blöcke sein, die eine negative Horizontalkraftbeanspruchung hervorrufen.

Als alternative Erklärung für die hohe Momentenbeanspruchung von Block C kommt eine dynamische Stoßanregung in Frage, die über die baulichen Kopplungen in den unbelasteten Block eingeleitet worden ist und zu Trägheitskräften bzw. Trägheitsmomenten geführt hat. Hierfür spricht der extrem dynamische Momentenverlauf mit großen Schwingungsamplituden. Da die gleichzeitig gemessenen Vertikalkräfte klein sind, müssten die Trägheitseffekte nicht nur aus vertikalen Beschleunigungen der Blockmasse (Translationsbeschleunigungen), sondern auch aus Rotationsbeschleunigungen resultieren.

Ebenfalls von besonderem Interesse ist bei Block C der hohe Peak der Vertikalkraft von ca. 180 kN bei etwa 0,6 Sekunden. Dieser Peak liefert bei Anwendung der derzeit gebräuchlichen Auswertemethode (siehe Kapitel 7.4.1 bzw. Gleichung (7.1)) den während des Anprallvorgangs höchsten Wert für V_{bem} ,

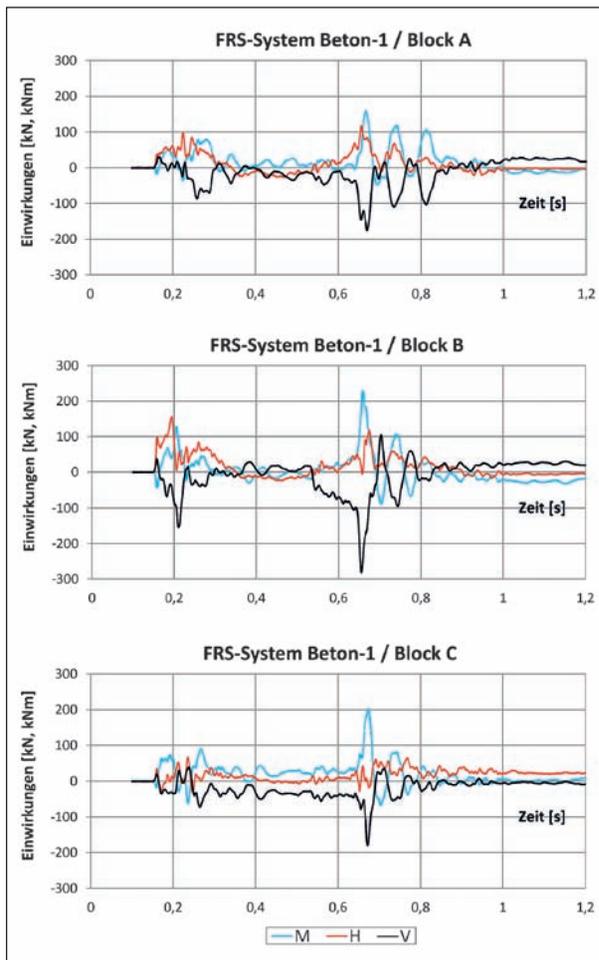


Bild 55: Gemessene Beanspruchungen System Beton-1

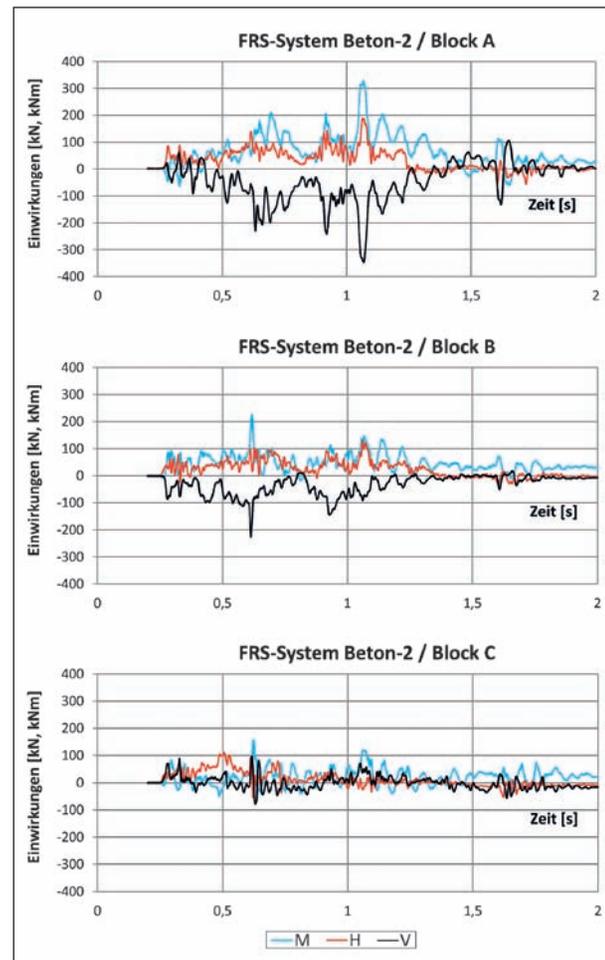


Bild 56: Gemessene Beanspruchungen System Beton-2

obwohl Block C nicht direkt belastet wurde und der Peak somit zwangsläufig auf dynamische bzw. Koppeffekte zurückzuführen ist. Bemessungsrelevant ist V_{bem} in diesem Fall allerdings nicht, da die Größenordnung mit etwa 140 kN deutlich unterhalb des normativ vorgegebenen Mindestwertes von 180 kN liegt.

Die beim FRS-System Stahl-1 beobachteten Phänomene an Block C (hohe Momentenbeanspruchung ohne direkte Belastung; V_{bem} -bestimmender Peak der Vertikalkraft ohne direkte Belastung) wurden bei den andern beiden geprüften Stahlsystemen nicht in dem Maße festgestellt. Eine signifikante Anregung von Block C erfolgte allerdings auch dort, ohne dass der Block im Versuch direkt belastet wurde.

Die vorgenommenen Erklärungs- und Deutungsversuche dokumentieren die Schwierigkeit, aus den Messschriften zuverlässige Aussagen zu den auftretenden Anpralllasten abzuleiten, näheres hierzu in Kapitel 7.5.

Als wichtige Erkenntnis aus der Versuchsauswertung ist festzuhalten, dass die Biegebeanspruchung des Kragarms weitestgehend von den vertikalen Einwirkungen dominiert wird. Dies gilt in besonderem Maße für die untersuchten Rückhalte-systeme aus Stahl. Bei den Betonsystemen zeigt sich ein größerer Einfluss der Horizontallast auf die Momentenbeanspruchung, doch auch hier wird der Beitrag der Vertikalkomponente als dominant eingestuft.

Hebelarmuntersuchung

Zur weiteren Abklärung der Kragarmbeanspruchung während der Anprallvorgänge wurde der Frage nachgegangen, wo die gemessenen Horizontal- und Vertikalkomponenten angesetzt werden müssten, damit sich die „gemessene“ Biegebeanspruchung am Kragarmanschnitt ergibt (Gleichgewichtsbedingung). Bei der Entwicklung eines Lastansatzes für die Kragarmbemessung mit statischen Ersatzkräften im Sinne des DIN-Fachberichtes (Horizontal- und Vertikalkomponente, kein Moment) ist diese Frage grundlegend.

Für die untersuchten Systeme wurden daher Berechnungen durchgeführt, um den zeitlichen Verlauf des Hebelarms der Vertikalkraft e_V bezogen auf den gewählten Bezugspunkt (Oberkante Schrammbord) zu ermitteln. Dabei wurden für den Hebelarm der Horizontalkraft e_H in Form einer

Grenzwertbetrachtung Annahmen getroffen. Es wurden die folgenden beiden Fälle untersucht, siehe hierzu auch Bild 51.

a) Horizontallast ohne Hebelarm

$$e_H = 0 \quad \Rightarrow \quad e_V = \frac{M}{V} \quad (7.5)$$

b) Horizontallast mit 1,0 m Hebelarm (Mindestwert DIN-FB)

$$e_H = 1,0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_V = (M - 1,0 \cdot H)/V \quad (7.6)$$

Der erste Grenzfall tritt beispielsweise ein, wenn die Horizontallasten ausschließlich von Reibkräften gebildet werden, die auf Höhe OK-Kappe angreifen. Der zweite Grenzfall folgt den Anforderungen des DIN-FB, einen Hebelarm von mindestens 1,0 m über OK-Kappe beim Ansatz der Horizontalkraft zu berücksichtigen. Die tatsächlichen Bauhöhen der Systeme (OK-Kappe bis OK-FRS) sowie die daraus resultierenden Hebelarme nach DIN-FB 101:2009 sind in Tabelle 19 angegeben.

Um bei Hebelarmuntersuchung sinnvolle Ergebnisse zu erhalten – bei Nulldurchgängen von V strebt e_V gegen unendlich –, werden die in Tabelle 19 angegebenen Mindestwerte für H und V festgelegt, die vorhanden sein müssen, damit die e_V -Werte berechnet werden. Ansonsten wird e_V zu null gesetzt. In den Diagrammen (Bild 57 bis Bild 61) sind die zeitlichen Verläufe der berechneten Hebelarme dargestellt. Dabei wurde jeweils der Block mit den höchsten Beanspruchungen für die Darstellung ausgewählt. Der entsprechende Block wurde während des Anprallvorgangs direkt vom Fahrzeug belastet.

Die jeweiligen Kurven für den Verlauf von e_V lassen Rückschlüsse auf den tatsächlich vorhandenen Hebelarm der H-Last zu, indem die theoretischen bzw. rechnerischen Werte von e_V mit den Filmaufnahmen abgeglichen werden. Dieses Vorgehen kann

FRS-System	Systemhöhe	$e_{H,FB}$	min V [kN]	min H [kN]
Stahl-1	80 cm	100 cm	30	30
Stahl-2	80 cm	100 cm	25	25
Stahl-3	115 cm	105 cm	60	60
Beton-1	90 cm	100 cm	30	30
Beton-2	110 cm	100 cm	40	40

Tab. 19: Hebelarme H-Last; Mindestwerte als Bedingung zur Durchführung der Hebelarmuntersuchung

anhand der Zahlenwerte von $e_{V,calc}$ in Tabelle 20 nachvollzogen werden. Zum Vergleich sind in den Ergebnisdigrammen der Hebelarmuntersuchung jeweils die als realistisch eingeschätzten Größenordnungen von e_V , in Tabelle 20 als $e_{V,real}$ bezeichnet, eingetragen.

Die Zusammenhänge lassen sich anhand der Messergebnisse an Block B des FRS-Systems

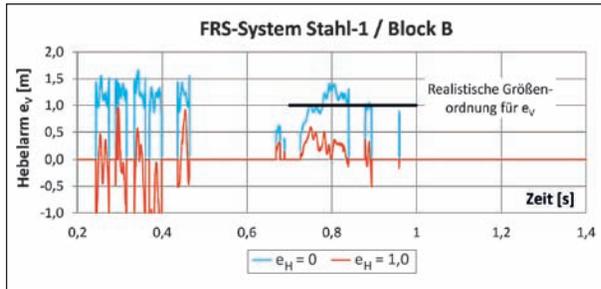


Bild 57: Ergebnisse Hebelarmuntersuchung FRS-System Stahl-1

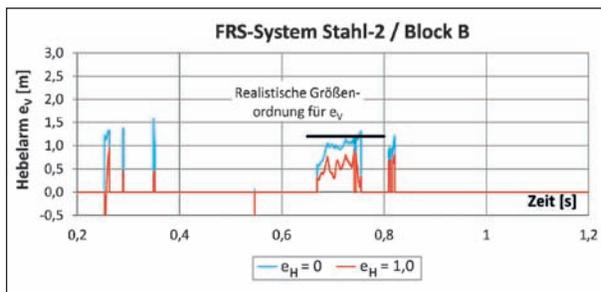


Bild 58: Ergebnisse Hebelarmuntersuchung FRS-System Stahl-2

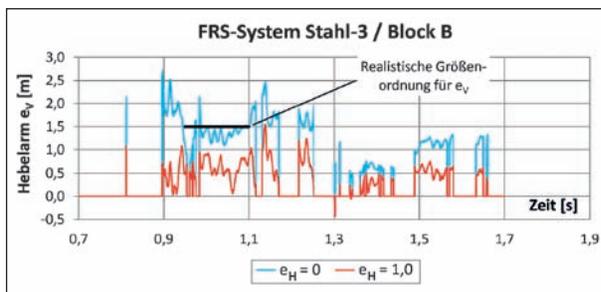


Bild 59: Ergebnisse Hebelarmuntersuchung FRS-System Stahl-3

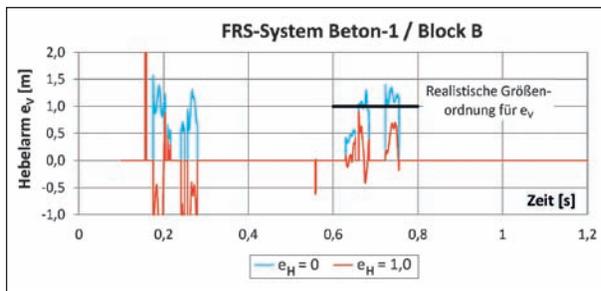


Bild 60: Ergebnisse Hebelarmuntersuchung FRS-System Beton-1

Stahl-1 (Bild 57) veranschaulichen. Es wird deutlich, dass die Annahme $e_H = 1,0$ m zu unrealistisch kleinen Werten von e_V führt. Zum Teil ergeben sich sogar negative Werte. Ein negativer Wert bedeutet, dass das Moment aus der Horizontalkraft bereits so groß ist (verursacht durch den großen Hebelarm von 1,0 m), dass die Wirkungsrichtung der Vertikalkraft umgekehrt werden müsste, um die Momentenbeanspruchung teilweise wieder rückgängig zu machen. Die Annahme $e_H = 0$ hingegen führt zu plausiblen Ergebnissen und liefert sowohl in Phase 1 als auch in Phase 2 maximale Ausmittigkeiten der Vertikallast von etwa 1,0 bis 1,5 m. Diese Größenordnung steht mit den Filmaufnahmen im Einklang.

Die Ergebnisse der Messauswertung sind in Tabelle 20 zusammengefasst. Zunächst sind für die untersuchten Systeme die maximalen Block-Schnittgrößen angegeben, die während des Anprallversuchs gemessen wurden. Für das maximale Biegemoment werden darüber hinaus die zugehörigen Blockkräfte H und V angegeben sowie die daraus abgeleiteten Hebelarme e_V , die sich bei Annahme von $e_H = 0$ bzw. $e_H = 1,0$ m ergeben (s. o.).

Es zeigt sich ein deutlicher Zusammenhang zwischen der maximal gemessenen Vertikalkraft und dem jeweiligen Fahrzeuggesamtgewicht, siehe Bild 62. Die beiden Größen stimmen in grober Annäherung überein. Nur der Anprallversuch am FRS-

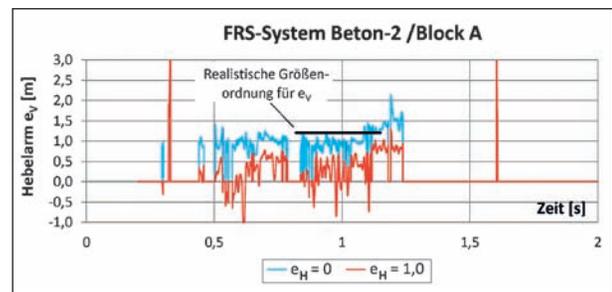


Bild 61: Ergebnisse Hebelarmuntersuchung FRS-System Beton-2

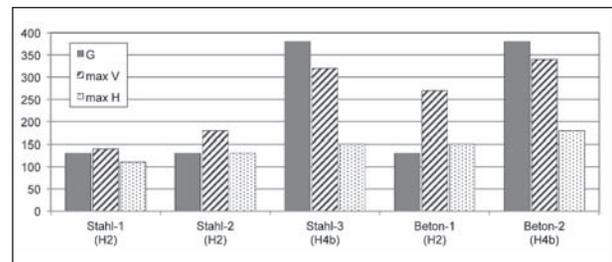


Bild 62: Vergleich der maximal gemessenen Kraftgrößen am 4-m-Block mit Fahrzeuggesamtgewichtskraft (Kräfte in kN)

Bauweise	Produktbezeichnung	Aufhaltstufe	Prüfung	Fahrzeug		max H [kN]	max V [kN]	Schnittgrößen am Kragarm bei maximaler Momentenbeanspruchung							Bemerkungen
				Typ	Gesamtgewicht [kN]			max M3 [kNm]	t [s]/Block	zug. H [kN]	zug. V [kN]	$e_{V,calc}$ [m]		$e_{V,real}$ [m] (anhand der Filmaufnahmen abgeschätzter Wert)	
												$e_H = 0$	$e_H = 1,0$ m		
Stahl	Stahl-1 (H2)	H2	TB 51	Bus	130	110	140	125	0,82/Block A	75	90	1,39	0,56	1,00	Berücksichtigung der an Block A und Block B gemessenen Maximalwerte
	Stahl-2 (H2)	H2	TB 51	Bus	130	130	180	150	0,72/Block B	50	140	1,07	0,71	1,20	
	Stahl-3 (H4b)	H4b	TB 81	Sattelzug	380	150	320	270	1,09/Block B	120	185	1,46	0,81	1,50	Fahrzeug legt sich auf das Gelände
Beton	Beton-1 (H2)	H2	TB 51	Bus	130	150	270	230	0,66/Block B	0	250	0,92	0,92	1,00	
	Beton-2(H4b)	H4b	TB 81	Sattelzug	380	180	340	330	1,07/Block A	180	340	0,97	0,44	1,20	

Tab. 20: Zusammenfassung der Ergebnisse der Messdatenauswertung

System Beton-1 bildet diesbezüglich eine Ausnahme. Hier wurde mit 270 kN eine Vertikalbeanspruchung gemessen, die mehr als doppelt so groß ist wie das Eigengewicht des Busses.

Die maximal gemessene horizontale Blockkraft liegt bei allen untersuchten Systemen im Bereich von etwa 150 kN und ist somit insbesondere im Hinblick auf die H4b-Systeme deutlich kleiner als die Vorgabe nach DIN-Fachbericht in Verbindung mit der Einstufungsliste, wonach bei diesen Systemen 400 kN (Klasse C) als Horizontallast anzusetzen wären.

Die Hebelarmuntersuchung zeigt, dass sich für den Hebelarm e_V in allen Fällen realistischere Werte ergeben, wenn für den Hebelarm der Horizontallast $e_H = 0$ angenommen wird. Dieses Ergebnis bestätigt die im Zuge der Schnittkraftauswertung formulierte Schlussfolgerung, dass die Biegebeanspruchung des Kragarms weitestgehend von den vertikalen Einwirkungen dominiert wird.

7.5 Einfluss der Versuchseinrichtung

7.5.1 Dynamisches Verhalten

Der Anprall eines Fahrzeuges auf ein Fahrzeugrückhaltesystem ist ein hochdynamischer Vorgang. Dies zeigt sich deutlich im Verlauf der gemessenen Zeitreihen, die das Bild eines stark schwingenden Systems wiedergeben (vgl. z. B: Bild 52). Als dominante Frequenz lässt sich ein Wert von etwa 15 Hz identifizieren (3 Schwingungen in 0,2 s). Hierbei handelt es sich sehr wahrscheinlich um die erste Systemeigenfrequenz, die durch die impulsartigen Anpralllasten zum Schwingen angeregt wird.

Eine wichtige Konsequenz aus der Systemdynamik sind die damit verbundenen Massenträgheitskräfte und -momente (Produkt aus Masse und Beschleunigung bzw. Massenträgheitsmoment und Winkelbeschleunigung), die in den gemessenen Kraftgrößen enthalten sind. Eine Differenzierung zwischen statisch wirksamen Lasten und Trägheitskräften ist ohne weiteres nicht möglich. Dafür müssten die Beschleunigungen in den relevanten Systemfreiheitsgraden bekannt sein.

Die gemessenen Schwingungsamplituden, d. h. die dynamischen Lastanteile (sowohl horizontal als auch vertikal) sind zum Teil sehr hoch und erreichen Werte von bis zu 150 kN (gemessene Kräfte in den Augenstäben) bzw. 100 kNm (abgeleitetes Moment im Bezugspunkt). Damit werden die bemessungsrelevanten Maximalwerte in erheblichem Maß durch das dynamische Systemverhalten beeinflusst.

Mechanisch lässt sich das Systemverhalten dadurch erklären, dass der Fahrzeuganprall mit gleichzeitigem Befahren des Kragarms als eine Abfolge von Stoßlasten (freie bzw. geführte Massen treffen auf verformungsfähig gelagerte Massen) in Kombination mit quasistatischen Lasten (wandernde Einzellasten veränderlicher Größe) beschrieben werden kann. Diese Form der Beanspruchung ruft Schwingungen des schwach gedämpften Systems hervor. Die Wirkungsweise sowohl der Stoßbeanspruchung als auch der veränderlichen quasi-statischen Lasten hängt dabei in starkem Maß von den mechanischen Eigenschaften des gestoßenen bzw. befahrenen Bauteils ab [EIBL 1988]. Insbesondere die Steifigkeitseigenschaften des dynamisch beanspruchten Systems bzw. dessen Eigenfrequenzen

und Eigenformen sowie der zeitliche Verlauf der Stoßbeanspruchung sind eine deutlich höhere Systemsteifigkeit im Vergleich zu den im Versuch verwendeten aufgehängten Konsolen. In diesem Fall würden sich also abweichende Kraftgrößen einstellen.

Es wird empfohlen, den Einfluss unterschiedlicher Systemeigenschaften auf die Systemantwort genauer abzuklären, um qualitative Aussagen zur Systemabhängigkeit und daraus eventuell resultierender Laststeigerungen treffen zu können. Zu diesem Zweck könnten numerische Untersuchungen durchgeführt werden, mit deren Hilfe die Systemantwort der Versuchseinrichtung auf einen Fahrzeuganprall mit der Systemantwort eines üblichen Überbaukragarms verglichen wird. Die Untersuchungen ließen sich anschließend an weiteren Standard-Kragarmen wiederholen. Hieraus könnten dann dynamische Erhöhungsfaktoren abgeleitet werden, die eventuelle dynamisch bedingte Laststeigerungen miteinfassen.

7.5.2 Koppelleffekte und Lastumlagerungen

Aus dem Aufbau des Prüfstandes ergibt sich eine weitere Unsicherheit im Hinblick auf eine eindeutige Versuchsauswertung. Die einzelnen Betonkonsolen sind zwar baulich voneinander getrennt, allerdings sind die auf den Blöcken angeordneten Stahlkassetten untereinander sowie mit den Seitenwänden mit jeweils zwei Augenstäben zur Längskraftübertragung verbunden, siehe Kapitel 7.2.1 bzw. Bild 44. Diese Verbindungen können zu ungewollten Kopplungen der Elemente untereinander und mit den Seitenwänden führen. In horizontaler Querrichtung wird eine Kraftübertragung aufgrund der gelenkigen Augenstäbe ausgeschlossen. In vertikaler Richtung kann es jedoch zu einem Koppelleffekt kommen. Außerdem ermöglicht der planmäßige Kraftschluss in Längsrichtung über die Augenstäbe die Aufnahme von Kräftepaaren, sodass Momentenbeanspruchungen der Blöcke in horizontaler Ebene entstehen können.

Im Falle von Verkantungen einzelner Bauteile können ebenfalls Zwangsbeanspruchungen auftreten, die sich zwar in der Summe aufheben, jedoch in den gemessenen Einzelkräften enthalten sein können.

Eine weitere Kopplung der Einzelblöcke bildet die auf den Stahlelementen aufliegende Betonkappe, die mit ihrer Länge von 12,0 m hinsichtlich des

Horizontallastabtrags wie ein wandartiger Träger wirkt und zu einer Verteilung der Lasten führt. Sie überspannt alle drei Blöcke und ist über die stirnseitige Anschlussbewehrung mit den Stahlelementen verbunden, siehe ebenfalls Kapitel 7.2.1. Es ist davon auszugehen, dass neben den Bewehrungsanschlüssen auch Reibkräfte zwischen Kappe und Unterkonstruktion zu einer Übertragung der eingeleiteten Horizontalbeanspruchungen führen.

Die folgenden Koppelleffekte sind damit zu erwarten:

Horizontalbeanspruchung

- Lastverteilung durch Kappentragwirkung als wandartiger Träger über alle drei Blöcke,
- Anschluss der durchgehenden Kappe über Anschlussbewehrung an allen drei Blöcken,
- Reibkräfte zwischen durchgehender Kappe und allen drei Blöcken.

Vertikalbeanspruchung

- Kopplung der Blöcke über Plattentragwirkung der durchlaufenden Kappe,
- Anschluss des Gesimsbalkens über Anschlussbewehrung an allen drei Blöcken,
- Verbindung der Stahlelemente mittels Augenstäben.

In Summe ergibt sich damit ein statisch unbestimmtes System, in dem eine zutreffende Vorhersage des Lastflusses auch aufgrund weiterer unbekannter Einflussfaktoren (bspw. Schlupf und Spiel in den Verbindungen; Reibeffekte; bei größeren Verformungen auftretende Verkantungen; Risse in der Betonkappe) schwierig ist.

Im Hinblick auf die Versuchsauswertung bedeutet die Kopplung der einzelnen Blockelemente untereinander, dass weder Ort noch Höhe einer auf dem Prüfstand befindlichen Last exakt abgeleitet werden kann. Damit ist kein eindeutiger Rückschluss aus den gemessenen Auflagerreaktionen auf die Beanspruchungen des Einzelblocks möglich.

Die Kopplung kann außerdem zur Folge haben, dass Blockelemente zu Schwingungen angeregt werden, obwohl sie keine direkte Beanspruchung erfahren.

7.5.3 Fahrzeugverhalten im Versuch

Ein weiterer Unsicherheitsfaktor ist die auf einen Einzelversuch beschränkte Anzahl an Anprallprüfungen. Die Filmaufnahmen der Anprallversuche lassen vermuten, dass mit einer großen Streuung der auftretenden Lasten zu rechnen wäre, würden mehrere Versuche gleichen Typs durchgeführt. Das Verhalten des Fahrzeugs im Verlaufe des Anprallvorgangs und die gegenseitige Beeinflussung von Fahrzeug und Bauwerk/FRS erscheinen sehr zufällig. Eine Vielzahl von Faktoren spielt dabei eine Rolle:

- spezifische Abmessungen, Steifigkeit (dadurch bedingte Verformungseigenschaften) und Massenverteilung des verwendeten Fahrzeugmodells, die für das Anprallverhalten entscheidend sein können,
- Zustand der Reifen und Reifendruck,
- Oberflächenfeuchte und Bauteiltemperatur (hat z. B. Einfluss auf die Reibung zwischen Kappe und Reifen),
- Versagensform FRS im unmittelbaren Anprallbereich,
- Verformungsverhalten Holm zur Realisierung der Zugbandtragwirkung und dadurch bedingtes Fahrzeugverhalten.

Die Aussagekraft eines Einzelversuchs ist somit begrenzt, da die Repräsentativität nicht gegeben ist. Vor diesem Hintergrund ist unklar, wie der Einzelversuch aus sicherheitstheoretischer Sicht zu beurteilen ist. Eine statistische Grundlage hierfür fehlt.

7.5.4 Beurteilung

Die genannten Einflüsse können dazu führen, dass die Ableitung zahlenmäßig zuverlässiger und statistisch abgesicherter Kraftgrößen aus den Anprallversuchen nicht möglich ist. Aus den Versuchen können allerdings qualitative Aussagen zum prinzipiellen Lastabtragungsverhalten abgeleitet werden, die eine grundsätzliche Neubewertung der Kragarmbeanspruchung während des Fahrzeuganpralls zulassen (siehe Kapitel 8).

Um die in Kapitel 7.5.2 behandelten Kopplungs- und Lastumlagerungseffekte näher zu untersuchen, sollten statische Versuche an der Versuchseinrichtung durchgeführt werden. Alle drei Blöcke sollten einzeln statisch belastet werden, bspw. durch die

Achslast eines schweren Fahrzeugs, das rückwärts auf die Kragarme des Versuchstandes auffährt. Vorausgesetzt die einwirkende Achslast ist bekannt, lassen sich dann die Lastanteile messtechnisch ermitteln, die von den unbelasteten Blöcken aufgenommen werden. Eine solche Messkampagne würde wertvolle Hinweise auf das Lastabtragungsverhalten der untereinander gekoppelten Blöcke liefern.

Um die Einflüsse der Versuchseinrichtung auf die Messergebnisse allgemein noch besser beurteilen zu können, wären darüber hinaus Versuche an einem realen Bauwerk von großem Interesse. Denkbar wäre die Durchführung eines Anprallversuchs auf einer Brücke, deren Abriss ohnehin geplant ist. Mittels eingeschlitzer Bewehrung, die mit DMS versehen wird, ließen sich die Biegebeanspruchungen der kontinuierlich gelagerten Kragplatte bestimmen, deren dynamische Eigenschaften deutlich repräsentativer wären als die dynamischen Eigenschaften der Versuchseinrichtung.

7.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Aus der Analyse der Filmdokumente lassen sich die folgenden wesentlichen Schlüsse ziehen:

- Es sind zwei Anprallphasen zu unterscheiden, die unterschiedliche Lastausmitten und Lastkonzentrationsgrade aufweisen.
- Der Fahrzeugtyp hat einen erheblichen Einfluss auf den Anprallvorgang und die damit verbundenen Beanspruchungen.
- Bei den Stahlssystemen kommt es im unmittelbaren Anprallbereich direkt zu einem Versagen der Pfosten der FRS. Ein Horizontallasteintrag über die Pfosten ist damit nicht mehr möglich. Die auftretenden Horizontallasten werden stattdessen über die Zugbandwirkung des FRS abgetragen. Entscheidend für den Belastungszustand des Kragarms ist hierbei, dass senkrecht zum Zugband wirkende Lasten im Gleichgewicht mit Kräften in Richtung des Zugbandes stehen. Ursprünglich senkrecht zum Fahrbahnrand wirkende Lasten werden somit in Lasten transformiert, die parallel zum Fahrbahnrand wirken und im Hinblick auf die Biegebemessung des Kragarms irrelevant sind. Die Vorstellung, dass auftretende horizontale Anprallkräfte als Horizontalkräfte in die Kragarme weitergeleitet werden, trifft nicht

zu. Damit sich die Zugbandwirkung einstellen kann, ist eine horizontale Verformung des Holms senkrecht zum Fahrbahnrand erforderlich. Diese Verformung resultiert bereits bei kleinen Größenordnungen in plastischen Grenzbeanspruchungen der angeschlossenen und mitverformten Pfosten. Vor diesem Hintergrund ist das Bemessungsmodell zum Nachweis der Kappenverankerung plausibel, bei dem von einer Grenzbeanspruchung mehrerer hintereinander befindlicher Pfosten ausgegangen wird.

- Bei den Betonsystemen sind die Bauwerksbeanspruchungen, die aus dem Anprallvorgang resultieren, lokal wesentlich begrenzter als bei den Stahlsystemen. Auch wird die Zugbandwirkung in deutlich geringerem Maße aktiviert. Der Horizontallastabtrag unterscheidet sich damit erheblich von dem oben beschriebenen Mechanismus bei Aktivierung des Zugbandeffekts. Aufgrund der Massivität der Betonwände ist verstärkt mit dynamischen Effekten infolge Stoßbeanspruchung zu rechnen.

Die wesentlichen Erkenntnisse aus den Messauswertungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Biegebeanspruchung des Kragarms wird weitestgehend von den vertikalen Einwirkungen dominiert.
- Klar identifizierbare Abhängigkeit der maximal gemessenen Vertikalbeanspruchung von der Fahrzeugmasse. Eine Ausnahme bildet hierbei allerdings der Anprallversuch am FRS-System Beton-1, bei dem deutlich höhere Vertikalbeanspruchungen gemessen wurden.
- Für die maximal gemessene Horizontalkraft ist keine Abhängigkeit vom Fahrzeuggesamtgewicht oder von der Aufhaltstufe des Schutzsystems festzustellen.
- Die maximal gemessene horizontale Blockkraft ist bei keinem der untersuchten Systeme größer als 200 kN.
- Die durchgeführte Grenzwertbetrachtung bei der Bestimmung des Hebelarms e_V zeigt, dass sich realistischere Hebelarme der Vertikalkomponente ergeben, wenn e_H zu Null gesetzt wird bzw. klein ist. Es ergeben sich dann Lastausmiten, die mit den Filmaufnahmen im Einklang stehen. Wird allerdings für e_H ein Hebelarm von 1,0 m angenommen (wie im DIN-FB als Mindestwert gefordert), so ergeben sich für

e_V -Werte, die offensichtlich zu klein sind – im Extremfall ergeben sich sogar negative und damit unsinnige Werte.

Der Einfluss der Horizontallast auf die Biegebeanspruchung des Kragarms stellt sich geringer als ursprünglich angenommen dar. Insbesondere die im DIN-FB vorgegebene Größenordnung des Hebelarms der Horizontallast erscheint vor dem Hintergrund der durchgeführten Versuchsauswertung fraglich. Die Untersuchungsergebnisse zeigen vielmehr, dass die Biegebeanspruchung des Kragarms von der Vertikallast dominiert wird.

8 Vorschlag für einen alternativen Lastansatz

8.1 Einleitung

Bei dem derzeit gültigen Lastansatz nach DIN-FB 101 sind gemäß Abs. 4.7.3.3 (1) Anpralllasten als konzentrierte horizontale Schneidenlast mit einer Länge von 0,5 m und einer Lastangriffshöhe von mindestens 1,0 m über OK-Kappe in Verbindung mit einer ebenfalls als Schneidenlast anzusetzenden vertikalen Einzellast aufzubringen.

Es handelt sich hierbei um eine idealisierte bzw. vereinfachte Lastbeschreibung, die darauf abzielt, eine robuste Bauweise im Hinblick auf Fahrzeuganprall zu gewährleisten.

In Kapitel 7.1 wurden die Hintergründe für die Entwicklung eines alternativen Lastansatzes genannt, der bei der Bemessung von Bestandsbauwerken zur Anwendung kommen könnte. Bestehende Brücken, die auf moderne Schutzsysteme umgerüstet werden, zeigen häufig Defizite in der Biegebemessung des Kragarmanschnitts.

Im vorausgegangenen Kapitel wurden Anprallversuche an Rückhaltesystemen aus Stahl und Beton im Hinblick auf die Möglichkeit einer alternativen Vorgehensweise zur Abbildung von Anpralllasten untersucht.

8.2 Konzept

8.2.1 Grundgedanke

Basierend auf den in Kapitel 7.6 genannten Schlussfolgerungen lässt sich ein alternativer Lastansatz zur Abbildung der Bemessungssituation

Fahrzeuganprall ableiten, bei dem die Biegebeanspruchung des Kragarms hauptsächlich durch ausmittig angreifende Vertikallasten abgebildet wird und der Horizontallast weniger Gewicht beigemessen wird.

8.2.2 Horizontale Komponente

Ausgehend von den Kraftmessungen am Einzelblock ist eine örtlich wirkende Horizontalbeanspruchung in einer Größenordnung von 100 bis 200 kN realistisch, die ohne Hebelarm bzgl. OK-Kappe angreift. Damit wird den Untersuchungsergebnissen Rechnung getragen, dass

- bei Stahlsystemen die Pfosten im unmittelbaren Anprallbereich direkt versagen und in Folge dessen eine nach außen gerichtete Horizontallast (z. B. infolge Fliehkraft) nur noch über Reibung in der Radaufstandsfläche übertragen werden kann bzw. dass
- bei Betonsystemen die Horizontallastübertragung hauptsächlich in Form von Reibkräften zwischen Betonwand und Kappe stattfindet.

Als Ausgangspunkt für die weiteren Überlegungen und Untersuchungen wird als Horizontalgesamtlast eine Last von 150 kN berücksichtigt. In Bild 63 wird dieser Lastansatz den maximalen Kraftmessungen am Einzelblock gegenübergestellt.

8.2.3 Vertikale Komponente

Als zentrale Komponente des Lastansatzes ist die Größe der anzusetzenden Vertikallast zu klären. Die Ergebnisse der Anprallprüfungen belegen eine deutliche Abhängigkeit zwischen Fahrzeugmasse und der im Zuge des Anprallvorgangs maximal auf-

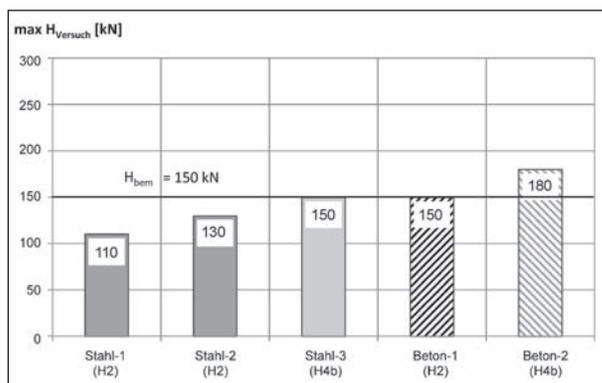


Bild 63: Gegenüberstellung der im Versuch gemessenen Lastspitzen am Einzelblock mit dem gewählten alternativen Lastansatz (Horizontalkomponente)

tretenden Vertikallast. Denkbar ist also die Anpassung an realistische, auf dem jeweiligen Bauwerk maximal zu erwartende Fahrzeug- bzw. Achslasten.

Hier ist eine Orientierung an den im Eurocode (DIN EN 1991-2, Tabelle 4.6) bzw. in der Nachrechnungsrichtlinie (NARERILI, Tabelle 10.4) angegebenen Fahrzeugtypen möglich, für die auch konkrete Radaufstandsflächen vorgegeben sind, siehe Bild 64.

Zur expliziten Berücksichtigung dynamischer Effekte können die vertikal wirkenden Fahrzeug- bzw. Achslasten optional noch mit einem dynamischen Beiwert modifiziert werden.

Weiterhin ist festzulegen, inwieweit die in den Anprallversuchen beobachtete Längsneigungsbewegungen (Rotation um die Fahrzeug-Längsachse), Rollbewegungen (Rotation um die Fahrzeug-Querachse) und Gierbewegungen (Rotation um die Vertikalachse) im Lastmodell bzw. in den Lastannahmen berücksichtigt werden sollen. Die genannten Bewegungen führen zu einer unsymmetrischen Achslastverteilung und können im Extremfall eine Konzentration der gesamten Fahrzeugmasse auf ein einzelnes Rad zur Folge haben.

Vor dem Hintergrund des beobachteten Fahrverhaltens während der Anprallversuche (vgl. Kapitel 7.3) wird vorgeschlagen, im Rahmen des alternativen Lastansatzes eine vollständige Konzentration der jeweiligen Achslasten auf ein Rad vorzusehen.

Als Ausgangspunkt für die weiteren Überlegungen und Untersuchungen werden die beiden in Bild 64 eingetragenen Varianten gewählt, aus denen sich die folgenden konzentrierten Radlasten mit unterschiedlichen Lasteintragungsverhältnissen ergeben:

- Variante 1: $2 \times 120 \text{ kN} = 240 \text{ kN}$,
- Variante 2: $3 \times 90 \text{ kN} = 270 \text{ kN}$.

Bild 65 enthält eine Gegenüberstellung der beiden Lastvarianten mit den maximal gemessenen Kräften am Einzelblock.

Wie Bild 65 zeigt, werden die maximalen V-Lasten aus den Anprallversuchen mit den vorgeschlagenen Lastvarianten nur annähernd abgedeckt. Dies ist jedoch vor dem Hintergrund akzeptabel, dass nicht die V-Lasten, sondern die Momentenbeanspruchungen am Kragarmanschnitt maßgebend für die Bemessung sind, vgl. Kapitel 9.2.

1	2	3	4
Fahrzeugtyp			Rad- bzw. Achstyp
LKW	Achsabstand	Achslast	
	m	kN	
	4,50	70 130	A B
	4,20 1,30	70 120 120	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	A B C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	A B C C C
Rad- und Achstyp			

Variante 1

Variante 2

Bild 64: Mögliche Fahrzeugtypen zur Ableitung eines alternativen Lastansatzes (Ersatzfahrzeuge für den Nachweis der Ermüdung nach DIN EN 1991-2 bzw. Tabelle 10.4 der Nachrechnungsrichtlinie)

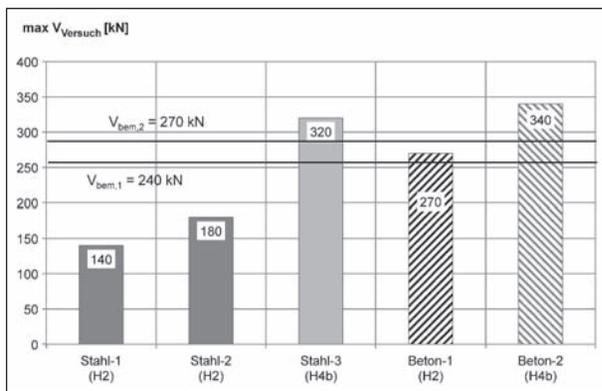


Bild 65: Gegenüberstellung der im Versuch gemessenen Lastspitzen am Einzelblock mit dem gewählten alternativen Lastansatz (Vertikalkomponente)

8.2.4 Ort der Lasteinleitung

Weiterer Klärungsbedarf besteht hinsichtlich des Lasteinleitungsortes, d. h. hinsichtlich des zu berücksichtigenden Abstandes des Lastangriffes vom Kragarmanschnitt. Die Frage, wie weit die Lasten hinter der Schutzeinrichtung anzusetzen sind, stellt sich insbesondere bei langen Kragarmen. Eine entsprechende Vorgabe der Exzentrizität könnte vom Wirkungsbereich des jeweiligen Systems abhängig gemacht werden. Folgende Argumente sprechen allerdings gegen eine solche produktabhängige Vorgehensweise:

- Die Anprallversuche haben gezeigt, dass auch das Fahrzeugverhalten einen erheblichen Einfluss auf die sich einstellende Last-Exzentrizität hat. Eine zuverlässige produktspezifische Prognose maximaler Lastausmitten ist daher nicht möglich.

- Ein Durchbrechen der Schutz Einrichtung bzw. eine Fahrt bis zum Brückenrand kann bei keinem System bzw. Produkt mit Sicherheit ausgeschlossen werden.
- Die Anordnung eines bestimmten Fahrzeugrückhaltesystems ist in den allermeisten Fällen zeitlich befristet. Auch wenn vorübergehend ein System mit kleinem Wirkungsbereich angeordnet ist, kann nicht ausgeschlossen werden, dass während der restlichen Lebensdauer des Brückenbauwerks ein Wechsel auf ein anderes System und damit eine Vergrößerung des bisherigen Wirkungsbereichs stattfindet.

Darüber hinaus ist zu berücksichtigen, dass das Anschnittsmoment längerer Kragarme mit zunehmender Lastexzentrizität zwar anwächst, nicht jedoch in gleichem Maße wie die Exzentrizität. Grund hierfür ist, dass der Anstieg der Momentenbeanspruchung infolge eines vergrößerten Hebelarms durch die gleichzeitig eintretende Vergrößerung der mittragenden Breite am Anschnitt teilweise kompensiert wird. Bei großen Ausmitten ist dieser Effekt insbesondere auf die lastverteilende Wirkung der als mittragend angesetzten Kappe und des Gimbalsbalkens zurückzuführen.

Dieser Zusammenhang wurde mittels numerischer Berechnungen unter Verwendung der Lastvariante 1 (s. o.) untersucht. Als numerisches Modell wurde dabei das in Kapitel 6.2.6 beschriebene FE-System unter Berücksichtigung der Mitwirkung der Brückenkappe eingesetzt.

Exemplarisch sind die Ergebnisse in Bild 66 für einen 2,40 m langen Kragarm dargestellt. Eine Vergrößerung der Ausmitte um 70 % von 1,50 m auf 2,55 m hat unter den gegebenen Randbedingungen eine Vergrößerung des Anschnittsmomentes um nur 26 % von 76 kNm/m auf 96 kNm/m zur Folge. Die Vergrößerung der Lastausmitte wird in diesem Fall also zu einem großen Teil durch die damit einhergehende lastverteilende Wirkung kompensiert.

Unter Berücksichtigung der o. g. Argumente bietet sich damit die auf der sicheren Seite liegende Vorgehensweise an, die konzentrierten Achslasten als Schneiderlasten unabhängig vom Wirkungsbereich der Schutz Einrichtung in einer Linie mit der Kragarmaußenkante angreifen zu lassen.

Bei Sonderkonstruktionen mit weit über den üblichen Kappenbereich auskragenden konsolartigen Geh- und Radweganbauten, wie sie insbesondere

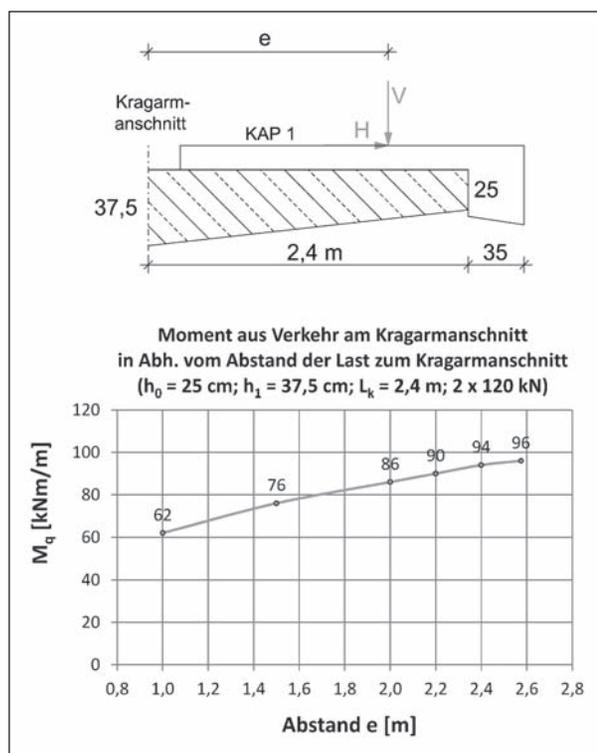


Bild 66: Anschnittsmomente aus Verkehr in Abhängigkeit von der Lastexzentrizität e

im Stahlbau teilweise vorgefunden werden, sollte der Ansatz der Lasten auf die tragende Haupttragkonstruktion beschränkt werden.

Bei extrem breiten Kappen für besondere Geh- und Radwegnutzungen wäre vereinfacht eine Beschränkung der anzunehmenden Ausmitte auf den doppelten Wirkungsbereich der Schutz Einrichtung denkbar.

8.3 Vorschlag der Varianten 1 und 2

8.3.1 Lastbilder

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Randbedingungen ergeben sich die beiden in Bild 67 dargestellten Varianten für einen alternativen Lastansatz.

Den ausgewählten Fahrzeugtypen entsprechend werden zwei bzw. drei Räder/Radgruppen hintereinander berücksichtigt, deren Wirkungsbereiche am Kragarmanschnitt sich ab einer bestimmten Kragarmlänge überschneiden. Die Länge der Schneiderlasten beträgt 32 cm.

Die Vorschläge sind mit dem bereits in der Normung verankerten Modells „abirrende Radlast“ vergleichbar (Abschnitt IV-4.7.3.1 „Fahrzeuge auf

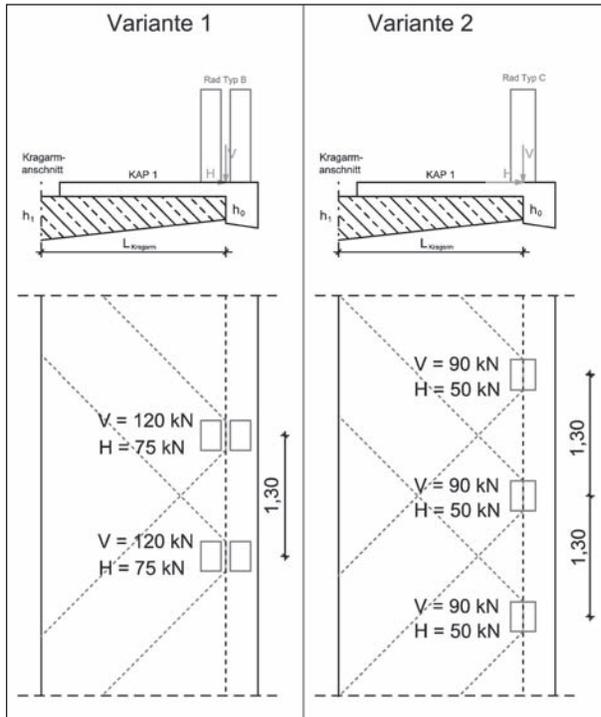


Bild 67: Vorschläge für einen alternativen Lastansatz

Geh- und Radwegen von Straßenbrücken“ des DIN-Fachberichts 101:2009-03), wobei die Höhe der Radlasten und ihre Ausmitten in Bezug auf den Kragarmanschnitt mit dem neu vorgeschlagenen Modell vergrößert werden und eine horizontale Lastkomponente hinzugefügt wird.

Mit der vorgeschlagenen Größenordnung der Vertikallast des Lastansatzes – in Summe 240 kN bzw. 270 kN – wird die „gebündelte Achslast“ des zukünftig gültigen Eurocode (DIN EN 1991-2: 2010-12, Abschnitt 4.7.3.3), die beim Ansatz der Anpralllasten auf Fahrzeugrückhaltesysteme mitberücksichtigt werden sollte, abgedeckt:

$$0,75 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{1K} = 0,75 \cdot 1,0 \cdot 300 = 225 \text{ kN}$$

8.3.2 Rechnerischer Vergleich

Zum Vergleich der vorgeschlagenen Varianten 1 und 2 wurden numerische FE-Vergleichsrechnungen unter Annahme eines stofflich linearen Verhaltens und unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Kappe durchgeführt (vgl. Kapitel 6.2.6). Telleranker wurden in den numerischen Modellen nicht berücksichtigt.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Unterschiede in den Kragarmbeanspruchungen, die sich bei Verwendung der beiden alternativen Lastansätze ergeben, bei üblichen Kragarmlängen vernachlässigbar

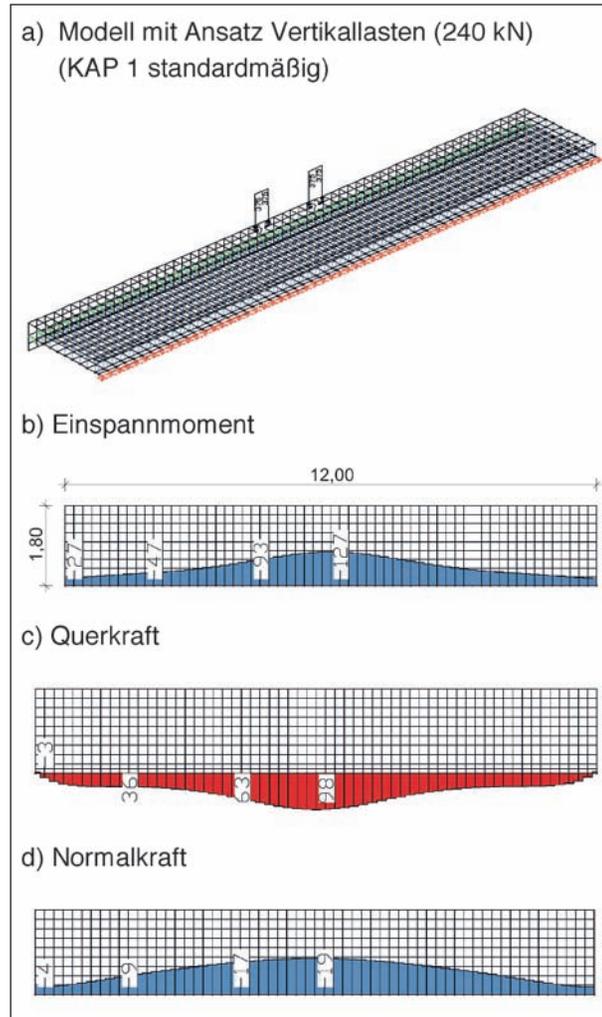


Bild 68: Schnittgrößen am Kragarmanschnitt bei einem 1,80 m langen Kragarm infolge Lastansatz: Variante 1, lastverteilende Wirkung der Kappe berücksichtigt

gering sind, siehe Bild 68 und Bild 69. Die etwas höhere Gesamtlast bei Variante 2 von 270 kN wird durch die günstigere Lastverteilung infolge der größeren Wirkungslänge im Lasteinleitungsbereich (2,60 m bei Variante 2 gegenüber 1,30 m bei Variante 1, siehe Bild 67) kompensiert.

Bei kurzen Kragarmlängen wirkt sich Variante 1 deutlich ungünstiger auf die Schnittkraftverteilung im Anschnitt aus, da die mittragenden Breiten in diesem Fall geringer sind. Die beiden höheren Radlasten von Variante 1 erzeugen somit gegenüber den geringeren Radlasten von Variante 2 größere Schnittkräfte.

8.3.3 Variante für weitere Untersuchungen

Vor dem Hintergrund der Gleichwertigkeit der beiden vorgeschlagenen Alternativen bei üblichen Kragarmlängen bzw. aufgrund des auf der siche-

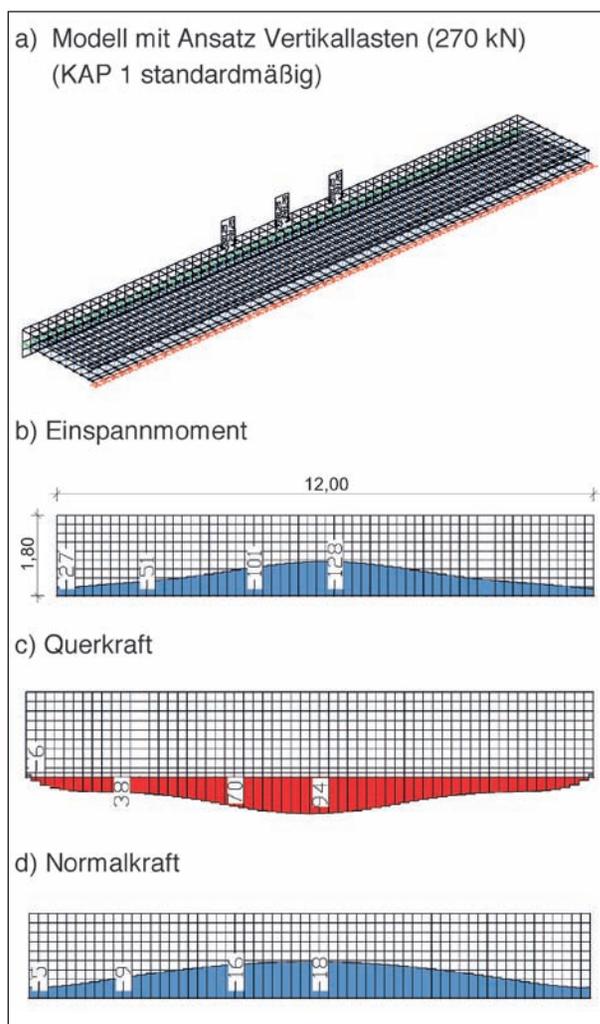


Bild 69: Schnittgrößen am Kragarmanschnitt bei einem 1,80 m langen Kragarm infolge Lastansatz: Variante 2, lastverteilende Wirkung der Kappe berücksichtigt

ren Seite liegenden Lastabtragungsverhaltens bei kurzen Kragarmen, wird die zweiachsige Variante 1 als Lastansatz bevorzugt. Dieser Ansatz korrespondiert zudem mit Lastansätzen nach DIN-Fachbericht (Tandemsystem LM 1; Ermüdungslastmodell 3; Abirrende Radlast) und fügt sich somit besser in die bestehende Normung ein.

8.4 Vergleich von Variante 1 mit bestehenden Ansätzen

8.4.1 Übersicht und Eingangsgrößen

Zum Vergleich von Lastansatz-Variante 1 mit bestehenden Lastansätzen wurden vergleichende numerische Untersuchungen durchgeführt.

Untersucht wurden dabei die Kragarmbeanspruchungen, die sich unter Verwendung der folgen-

System	V [kN]	H [kN]	e_H [m]
H2	180	200	1,00
H4b	$1,8 \times 180 = 324$	400	1,33

Tab. 21: Lastansätze nach DIN-FB

System	m [kNm/m]	v [kN/m]	h [kN/m]
H2	50	50	50
H4b	195	130	80

Tab. 22: Lastansätze österreichisches Modell

den Lastansätze und Berechnungsmethoden ergeben:

Alternativer Lastansatz

- Variante 1: $H = 150 \text{ kN}$; $V = 2 \cdot 120 \text{ kN}$,
- Schneidenlasten in Höhe Kragarmaußenkante,
- Berechnungsmethode: Handrechnung und FE-Analyse (Annahme eines stofflich linearen Verhaltens; mittragende Wirkung der Kappe wird berücksichtigt).

Bisheriger Lastansatz nach DIN-FB 101 (siehe Kapitel 3.2.2)

- gem. Abschnitt IV-4.7.3.3,
- Aufhaltestufen H2 und H4b,
- Berechnungsmethode: Handrechnung.

Österreichisches Modell (siehe Kapitel 7.4.1)

- Verwendung von 4,0-m-Streckenlasten,
- Aufhaltestufen H2 und H4b,
- Berechnungsmethode: Handrechnung.

Sowohl der Lastansatz nach DIN-FB als auch das österreichische Modell sehen produktabhängige Lasten vor.

Stellvertretend für die Aufhaltestufen H2 und H4b wurden zwei Systeme ausgewählt, für welche die in Tabelle 21 (DIN-FB-Ansatz) bzw. Tabelle 22 (österreichisches Modell gemäß Bild 50 unter Berücksichtigung der deutschen Standardkappe) angegebenen Lasten gelten.

Der DIN-FB-Ansatz sieht für das ausgewählte H4b-System eine Erhöhung der Vertikallast um 80 %

vor. Die Horizontalkraft ist bei diesem System 1,33 m über OK-Kappe anzusetzen.

Bei Anwendung des Handrechenverfahrens wurden unter Verweis auf Kapitel 6.2.4 einheitlich ein Lastausbreitungswinkel von 45° angesetzt.

Beim österreichischen Modell ist eine zusätzliche Lastausbreitung in der Kappe, wie dies der Ansatz nach DIN-FB vorsieht (siehe Kapitel 6.2.4, Bild 29), ist nicht zulässig.

Die FE-Rechnungen zur Untersuchung des alternativen Lastansatzes wurden unter der Annahme eines stofflich linearen Verhaltens und unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Kappe durchgeführt (vgl. Kapitel 6.2.6). Telleranker wurden in den numerischen Modellen nicht berücksichtigt.

Die der Untersuchung zugrunde liegenden Bauteilabmessungen entsprechen Bild 28 (Kragarmlängen 1,80 m und 3,0 m), wobei für h_0 25 cm und für h_1 45 cm angesetzt wurden.

Für den Fall der kurzen Kragarme gelten die Darstellungen in Bild 71. Dargestellt sind darin auch jeweils die Lastbilder nach DIN-FB (mit $e_H = 1,0$ m für das H2-System).

Der alternative Lastansatz wurde analog zu Bild 72 vorgenommen.

8.4.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen sind in Bild 70 dargestellt. In Abhängigkeit von der Kragarmlänge sind die Bemessungsmomente (außergewöhnliche Bemessungssituation unter Berücksichtigung von Eigengewicht und Anpralllasten mit $\gamma_G = \gamma_A = 1,0$) im Kragarmanschnitt für die verschiedenen o. g. Lastansätze aufgetragen.

Bei Kragarmlängen größer 1,20 m und Anwendung des Handrechenverfahrens führt das neue alternative Modell (Variante 1) zu Einspannmomenten, die etwa 10 bis 15 % größer sind als die Momente, die aus dem DIN-FB-Lastansatz für das H2-System resultieren, und etwa 30 bis 35 % kleiner sind gegenüber den H4b-Ergebnissen.

Eine genauere Berechnung von Variante 1 mittels FEM (stofflich linear) führt zu einer Abminderung der Bemessungsmomente um etwa 30 % gegenüber den Handrechenergebnissen. Dies ist auf die lastverteilende Wirkung der mitmodellierten Kappe – insbesondere des Gesimsbalkens – zurückzuführen.

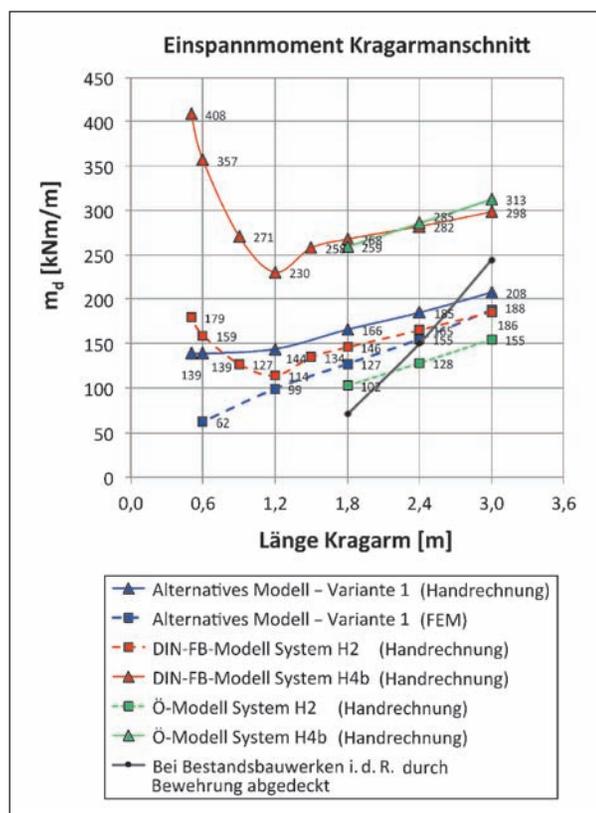


Bild 70: Vergleich der Bemessungsmomente unter Verwendung unterschiedlicher Lastansätze

Die dem österreichischen Lastansatz zugehörigen Kurven bilden im Falle des H2-Systems eine untere Grenze für die Biegebeanspruchung im Kragarmanschnitt, im Falle des H4b-Systems zeigt sich eine näherungsweise Übereinstimmung mit den Ergebnissen nach DIN-FB.

Für den Fall kurzer Kragarmlängen liefert der alternative Lastansatz im Vergleich zum DIN-FB-Ansatz wesentlich geringere Bemessungsmomente. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich aus dem Horizontallastansatz nach DIN-FB hohe Momentenbeanspruchungen der kurzen Kragarme ergeben – bedingt durch die reduzierten mittragenden Breiten im Kragarmanschnitt bei gleichbleibendem Hebelarm, vgl. Bild 71 b). Bei dem alternativen Lastansatz hingegen reduzieren sich zwar auch die mittragenden Breiten mit abnehmender Kragarmlänge. Der Hebelarm der dominierenden V-Last nimmt aber ebenfalls ab. Außerdem überschneiden sich bei sehr kurzen Kragarmen die mittragenden Breiten für den Lastabtrag der einzelnen Radlasten nicht mehr, vgl. Bild 67. Der längere Lasteinleitungsbereich beim alternativen Modell (etwa 150 cm) gegenüber dem Ansatz nach DIN-FB (50 cm) wirkt sich in diesem Fall besonders günstig aus.

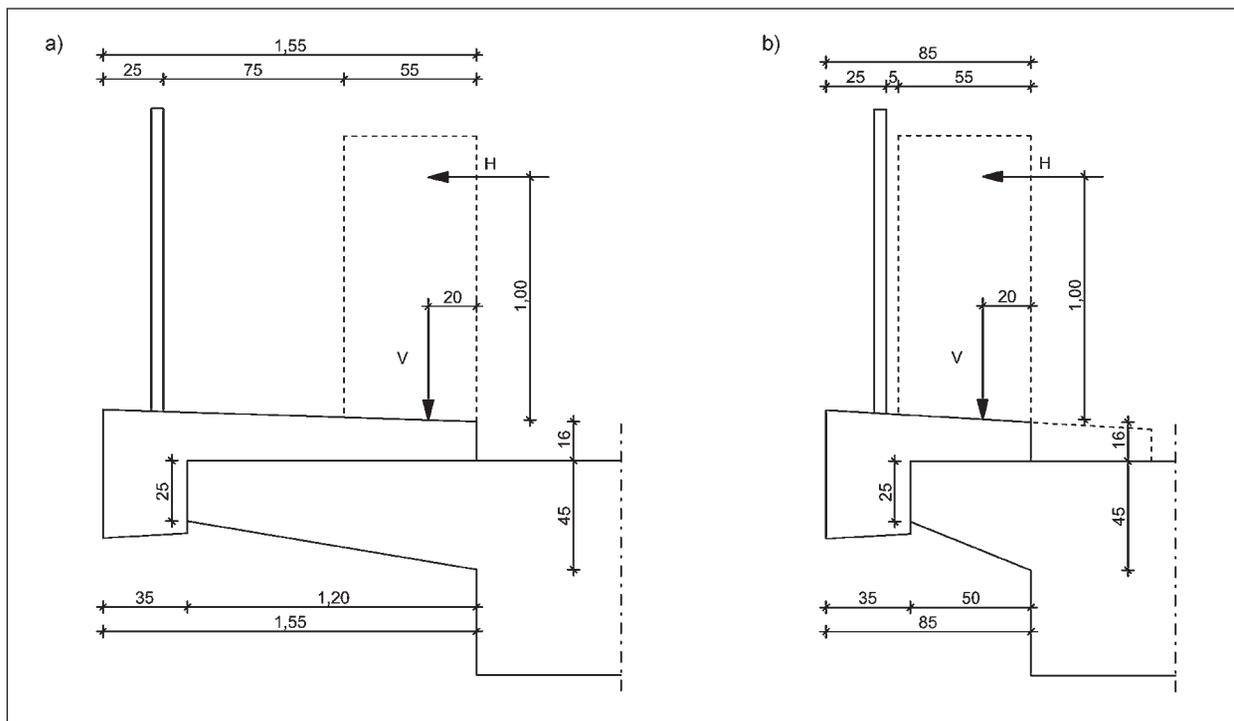


Bild 71: Systemkonfigurationen bei kurzen Kragarmen; a) $L = 1,20$ m, b) $L = 0,50$ m

In Kapitel 4.4.1 wurde ein kurzer Kragarm rechnerisch behandelt, der eine Länge von 80 cm besitzt. Bei Ansatz der Anpralllasten nach DIN-FB ergab sich eine erforderliche Biegebewehrung von $15 \text{ cm}^2/\text{m}$, welche die vorhandene Bewehrungsmenge von $7 \text{ cm}^2/\text{m}$ deutlich übersteigt. Wie Bild 70 zeigt, reduziert sich die erforderliche Biegebewehrung bei diesem Kragarm unter Verwendung des alternativen Lastansatzes und bei Anwendung der FE-Ergebnisse auf etwa die Hälfte. Der Nachweis zur Aufnahme der Anpralllasten könnte damit nahezu erbracht werden.

Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit bestehender Kragarme sind möglich, wenn in das Diagramm jeweils diejenigen Momentenbeanspruchungen eingetragen werden, die bei bestehenden Brücken in der Regel durch Bewehrung abgedeckt sind. Die Werte wurden NEUMANN entnommen und sind für Kragarmlängen zwischen 1,80 m und 3,0 m in schwarz eingetragen. Die normative Grundlage für die Ermittlung der Werte bildeten die DIN 1045 sowie die DIN 4227, Teil 1, jeweils in der Fassung von 1988.

Unter Berücksichtigung der FE-Ergebnisse für die Variante 1 des neuen Lastansatzes lässt sich unter Berücksichtigung der in schwarz eingetragenen Werte schlussfolgern, dass Kragarmlängen größer ca. 2,5 m unproblematisch sind, da in diesen Fällen

von einer ausreichenden Biegebewehrung im Anschnitt ausgegangen werden kann.

9 Weitere Untersuchungen zur Kragarmbemessung mit alternativem Lastansatz

9.1 Vorbemerkungen

Der in Kapitel 8 vorgeschlagene alternative Lastansatz (Variante 1) wurde im Rahmen weiterführender numerischer Berechnungen eingesetzt, um seinen Einfluss auf die Kragarmbemessung genauer zu untersuchen.

Mit Hilfe der FE-Rechnungen sollte insbesondere die sich günstig auswirkende mittragende Wirkung der Kappe berücksichtigt werden. Folgende Nachweise werden betrachtet:

- Biegebemessung am Kragarmanschnitt,
- Schubbemessung am Kragarmanschnitt.

Dabei werden sowohl die allgemeine Bemessungssituation im Bereich der Brückenmitte (ungestörter Bereich) als auch die spezielle Situation am Brückenende (gestörte Lastverteilung) näher untersucht.

Folgende Berechnungsverfahren kommen zur Anwendung:

- vereinfachtes Handrechenverfahren; mittragende Wirkung der Kappe wird nicht berücksichtigt,
- FE-Rechnungen unter Annahme eines stofflich linearen Verhaltens; mittragende Wirkung der Kappe wird berücksichtigt,
- FE-Rechnungen unter Berücksichtigung gerissener Betonquerschnitte; mittragende Wirkung der Kappe wird berücksichtigt.

Die zugehörigen Ergebnisse werden miteinander verglichen, um so die Höhe der Tragreserven abschätzen zu können, die mit Hilfe der genaueren FE-Methoden ermittelt werden.

Die Vorgehensweise beim vereinfachten Handrechenverfahren wurde in Kapitel 6.2.4 erläutert. Zur Berücksichtigung eines einheitlichen Lastausbreitungswinkels von 45° siehe ebenfalls dort. Zur FE-Modellierung unter Mitberücksichtigung der Kappenwirkung gelten die Ausführungen in Kapitel 6.2.6. Telleranker wurden in den numerischen Modellen nicht berücksichtigt.

9.2 Tragwerksberechnungen

9.2.1 Systemabmessungen und Materialeigenschaften

Es wurden zunächst die in Bild 72 dargestellten Systeme und Abmessungen zugrunde gelegt. Die Kappenabmessungen entsprechen den Richtzeichnungen der BAST, vgl. Bild 9. Die Materialeigenschaften wurden analog zu den Angaben in Tabelle 14 gewählt.

9.2.2 Einwirkungen

Zur Abbildung der Anpralllasten wird der in Kapitel 8 vorgeschlagene Lastansatz (Variante 1) verwendet (Bild 72). Der Ansatz der Lasten in System-Längsrichtung (zwei konzentrierte Radlasten hintereinander) entspricht der Darstellung in Bild 67 (Variante 1).

9.2.3 Anprall in Brückenmitte

Biegebeanspruchung

Zunächst werden die Lasten im ungestörten Regelbereich angesetzt, d. h. in Brückenmitte, wo die

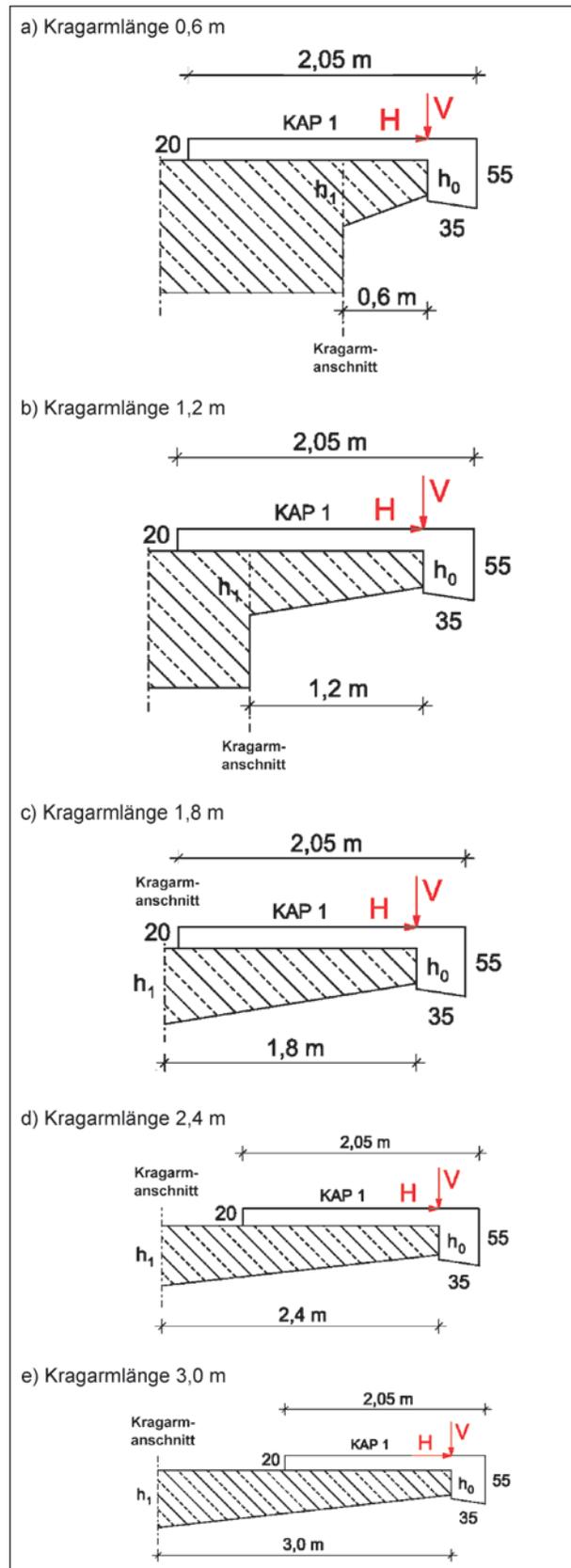


Bild 72: Abmessungen der untersuchten Systeme mit Kennzeichnung der Lastaufbringung

Lastausbreitung zum Kragarmanschnitt nicht durch Bauteilfugen beeinträchtigt wird. Zur numerischen

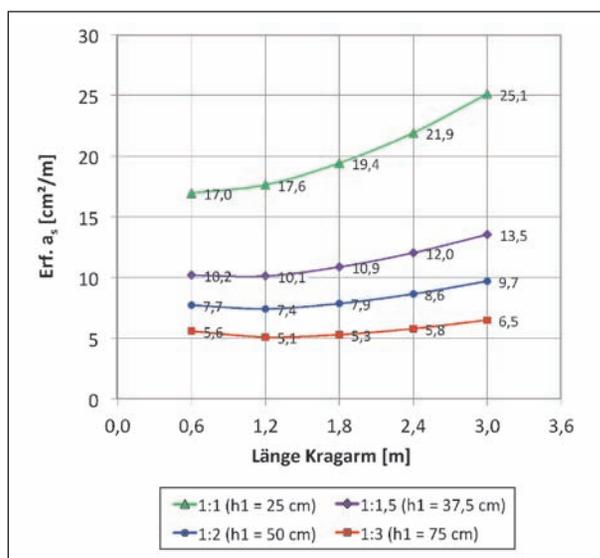


Bild 73: Biegebemessung in Brückenmitte; Ergebnisse Handrechenverfahren

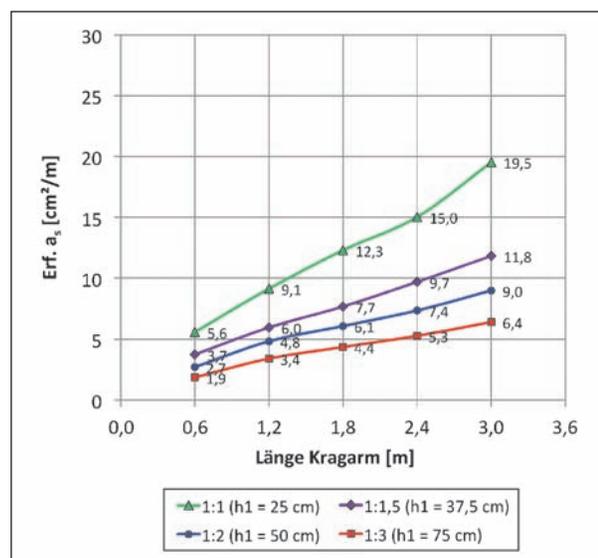


Bild 74: Biegebemessung in Brückenmitte; Ergebnisse FE-Berechnungen

Abbildung dieser Situation wird der Kragarm analog zu den Ausführungen in Kapitel 6.2 mit einer Länge von 12,0 m modelliert. Die Lasten werden in der Mitte des Modells platziert.

In Bild 73 sind die Ergebnisse der Biegebemessung dargestellt, die sich bei Anwendung des vereinfachten Handrechenverfahrens ergeben. Es wurden Kragarme mit $h_0 = 25$ cm betrachtet. Kragarmlänge und Querschnittshöhe im Anschnitt wurden variiert. Die prinzipielle Vorgehensweise bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung kann Tabelle 23 entnommen werden.

Bei einer Biegebemessung unter Verwendung der mittels FE-Berechnung ermittelten Schnittgrößen ergibt sich die erforderliche Einspannbewehrung gemäß Bild 74.

Eine Gegenüberstellung der Ergebnisse erfolgt in Bild 75. Es wird deutlich, dass sich unter Verwendung des detaillierten FE-Modells insbesondere bei kurzen Kragarmen Einsparpotenzial für die erforderliche Biegebewehrung ergibt. Dies ist auf die lastverteilende Wirkung der Kappe bzw. des Gesimmsbalkens zurückzuführen, durch die auch bei auflagnahen Laststellung eine Lastverteilung erzielt wird, die deutlich über den Handrechenansatz hinausgeht.

Außerdem zeichnet sich der Einfluss unterschiedlicher Kragplattenstärken im Anschnitt deutlich ab (Stärke der Voutung). Die lastverteilende Wirkung der Kragplatte nimmt bei Verringerung der Anschnittshöhe zu. Die in Bild 75 dargestellten Unter-

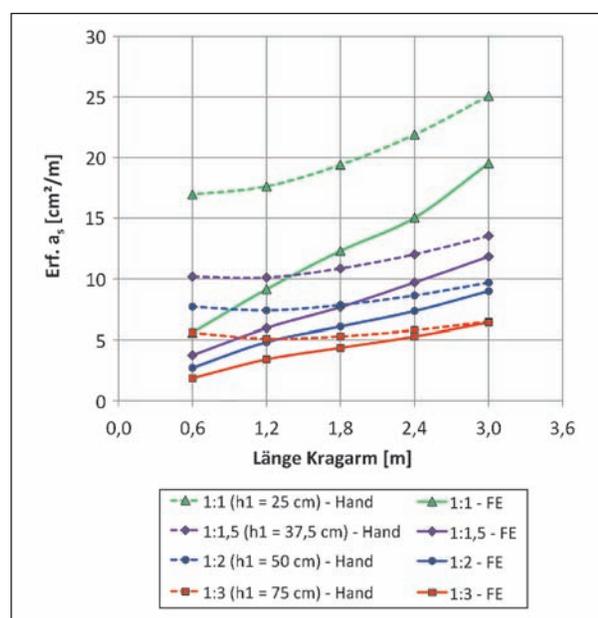


Bild 75: Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Handrechenverfahren und FE-Berechnungen

schiede zwischen Handrechenverfahren und FE-Berechnungen sind deshalb bei den dünnen Kragplatten besonders groß.

Mechanische Plausibilität

In Kapitel 6.4 wurde gezeigt, dass der Lastansatz nach DIN-FB, Abs. 4.7.3.3 (1) nicht für die Verwendung in einem detaillierten numerischen Modell geeignet ist, in dem der Lastfluss vollständig einschließlich der Lasteinleitung abgebildet wird. Im Rahmen einer detaillierten FE-Analyse ergaben sich Diskrepanzen hinsichtlich der erforderlichen

Erforderliche obere Biegebewehrung im Kragarmanschnitt									
h0 [m]	0,250	(Höhe Kragarmende)							
h1 [m]	siehe Tabelle	(Höhe Kragarmanschnitt)							
d [m]	siehe Tabelle	(Statische Nutzhöhe)							
b [m]	1,000	(Breite Bemessungsquerschnitt)							
f_{ctd} [kN/cm ²]	1,635	(Zulässige Betondruckspannung, Außergewöhnliche Bemessungssituation)							
f_{std} [kN/cm ²]	50	(Zulässige Betonstahlspannung, Außergewöhnliche Bemessungssituation)							
Kragarmlänge L [m]	Biegebemessung Kragarmanschnitt	2 x 120 (Variante 1) Handrechnung				2 x 120 (Variante 1) FEM			
		1:1	1:1,5	1:2	1:3	1:1	1:1,5	1:2	1:3
	h [m] (Höhe Querschnitt)	0,250	0,375	0,500	0,750	0,250	0,375	0,500	0,750
	d [m] (statische Nutzhöhe)	0,19	0,315	0,44	0,69	0,190	0,315	0,44	0,69
	z _s [m] (Abstand Schwerelinie zur Stahllage)	0,07	0,13	0,19	0,32	0,07	0,13	0,19	0,32
3	N _{sd} [kN/m]	24	24	24	24	8	8	9	15
	V _{sd} [kN/m]	74	79	83	93	76	88	99	116
	M _{sd} [kNm/m]	187	193	199	211	153	172	188	212
	M _{sd,s} [kNm/m] (bezogen auf obere Stahllage)	185	190	194	204	152	171	186	207
	μ _{sd,s} [-]	0,31	0,12	0,06	0,03	0,26	0,11	0,06	0,03
	z/d	0,79	0,92	0,96	0,98	0,83	0,93	0,96	0,98
	Erforderliche Biegebewehrung [cm ² /m]	25,1	13,5	9,7	6,5	19,5	11,8	9,0	6,4

Tab. 23: Biegebemessung Kragarmanschnitt (Auszug für L_k = 3,0 m)

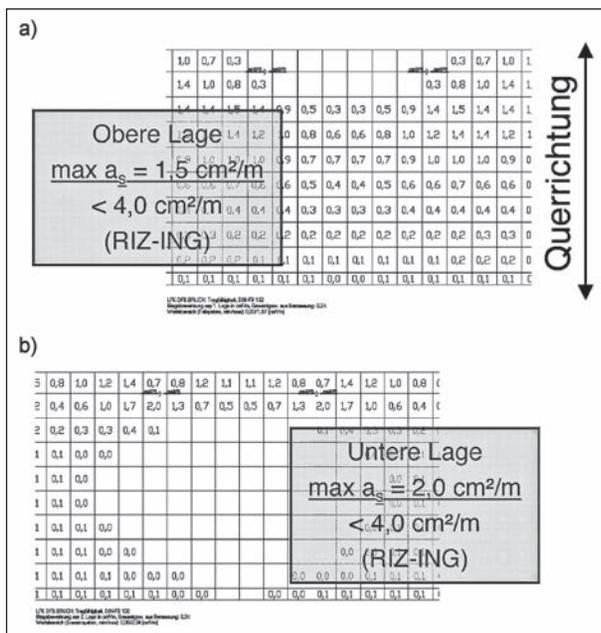


Bild 76: Erforderliche Kappenbewehrung unter Verwendung des alternativen Lastansatzes; a) Obere Lage, b) Untere Lage

Kappenbewehrung, siehe Bild 40 sowie im Hinblick auf die sich einstellende Kappenverformung Bild 41 b).

Diese Diskrepanzen erklären sich daher, dass der DIN-FB-Ansatz ausschließlich für die Bauwerksbemessung vorgesehen ist und seine Verwendung für die Kappenbemessung daher zu keinen sinnvollen Ergebnissen führen kann.

Allerdings wurde in Kapitel 7.1 erklärt, dass ein neu entwickeltes alternatives Lastmodell den Eintrag

von Anpralllasten mechanisch widerspruchsfrei abbilden sollte, sodass es auch als Grundlage für eine detailgetreue numerische Berechnung eingesetzt werden kann.

Wie Bild 76 zeigt, ergeben sich bei Verwendung der Lastansatz-Variante 1 plausible Ergebnisse hinsichtlich der erforderlichen Kappenbewehrung. Ebenso ergeben sich mechanisch plausible Verformungsfiguren. Ein Abheben der Kappe vom Kragarm, wie in Bild 41 b) dargestellt, geschieht nicht.

Querkraftbeanspruchung

Bei der Querkraftbemessung wurde ebenfalls eine Laststellung gemäß Bild 62 berücksichtigt. Ungünstige Laststellungen in Auflagernähe sind über die DIN-FB-Modelle LM 1 bzw. Abirrende Radlast abgedeckt, siehe Bild 77.

Die Querkraftbeanspruchung im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich ist unkritisch, da hier der Durchstanznachweis maßgebend wird und der entsprechende Bauteilwiderstand unter Berücksichtigung üblicher Plattenmindestbewehrungsmengen in der Regel ausreichend ist.

Die Ergebnisse der Schubbemessung im Anschnitt sind in Bild 78 (Handrechnung) und Bild 79 (FE-Rechnung) dargestellt, wobei jeweils die einwirkende Schubbeanspruchung dem Querkraftwiderstand ohne Schubbewehrung $v_{Rd,ct}$ gegenübergestellt ist. Bei der Berechnung von $v_{Rd,ct}$ wurde der Längsbewehrungsgrad berücksichtigt, der sich beim zugehörigen Biegenachweis ergab.

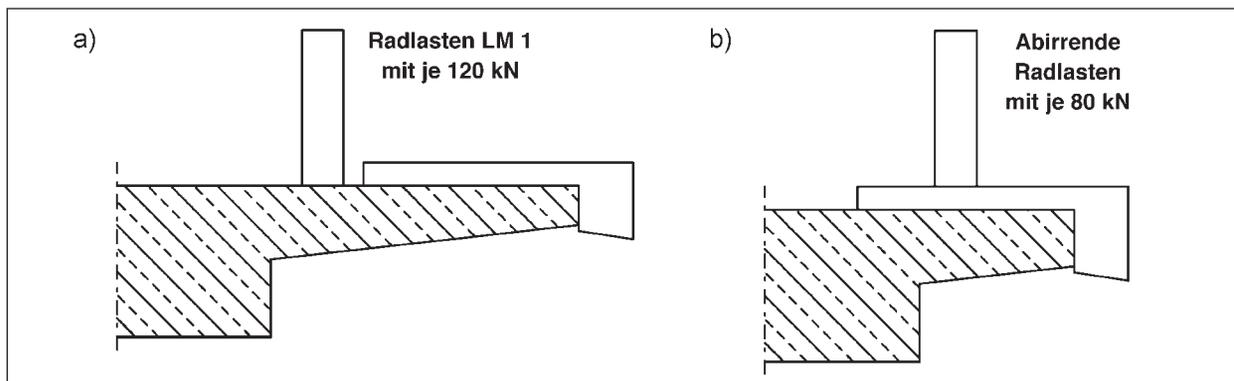


Bild 77: Verkehrslastansätze zum Nachweis auflagnaher Radlasten; a) LM 1, b) Abirrende Radlast

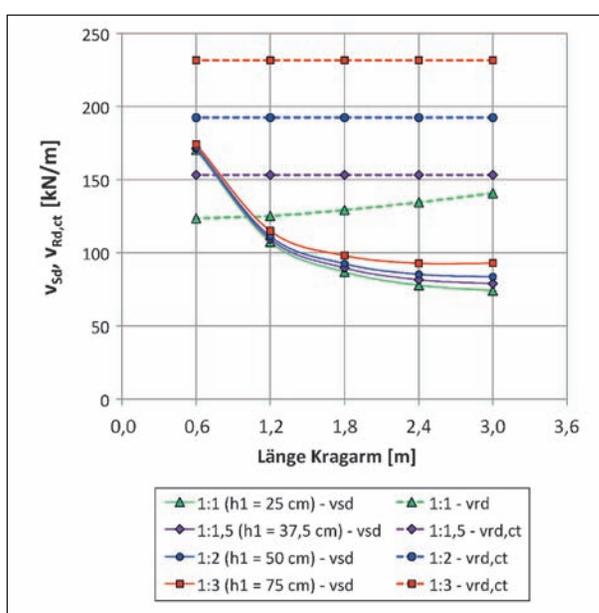


Bild 78: Schubmessung in Brückenmitte; Ergebnisse Handrechenverfahren

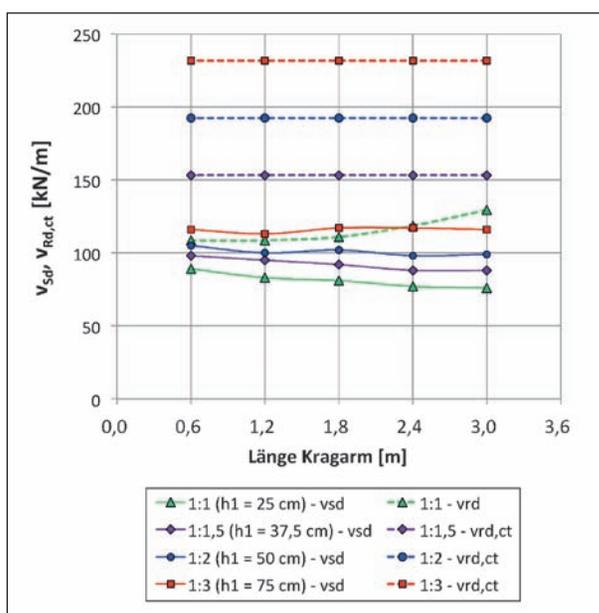


Bild 79: Schubmessung in Brückenmitte; Ergebnisse FE-Berechnungen

v_{sd} wurde jeweils unter Berücksichtigung einer Lastausbreitung unter 45° ermittelt, vgl. Kapitel 9.1 bzw. 6.2.4.

Während die Handrechenergebnisse Defizite in der Schubmessung schwach gevouteter kurzer Kragarme aufzeigen, ergibt die genauere FE-Analyse stets $v_{sd} < v_{Rd,ct}$.

Da der Querkraftwiderstand $v_{Rd,ct}$ sehr stark vom Längsbewehrungsgrad abhängt, für den bei der Erstellung der Diagramme jeweils sinnvolle Werte angenommen wurden (s. o.), sollten die angegebenen Werte nicht in der Bemessungspraxis verwendet werden, sondern es sollten jeweils die bauwerkspezifischen Querkraftwiderstände unter Berücksichtigung der vorhandenen Biegebewehrung ermittelt werden.

9.2.4 Anprall am Brückende

Ein Fahrzeuganprall am Brückende stellt eine besondere Beanspruchungssituation für den Kragarm dar, da die Lastverteilung eingeschränkt ist. Um diesen Effekt zu untersuchen, wurden numerische Untersuchungen durchgeführt, bei denen Randabstand und Kragarmlänge variiert wurden. Dabei wurde eine Voutung der Kragplatte mit $h_0 = 25$ cm und $h_1 = 37,5$ cm (Verhältnis 1:1,5) berücksichtigt. Die Belastung des Systems mit einem Randabstand von 1,0 m ist in Bild 80 beispielhaft dargestellt. Zur Vermeidung unrealistischer Lastkonzentrationen am Ende der Linienlagerung, die sich bei sehr randnahen Laststellungen einstellen würden, wurde eine Elastizität der Linienlagerung mit einem exemplarischen Wert von 5.000 MN/m² berücksichtigt. Diese Steifigkeit würde beispielsweise einer 2,0 m langen 40 cm breiten Betonwand eines Hohlkastenquerschnittes mit $E_c = 25.000$ MN/m² entsprechen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen erwartungsgemäß einen deutlichen Mehrbedarf an Biegebewehrung bei randnahen Laststellungen (Bild 81). Steht die Last direkt am Rand der Kappe, so ist

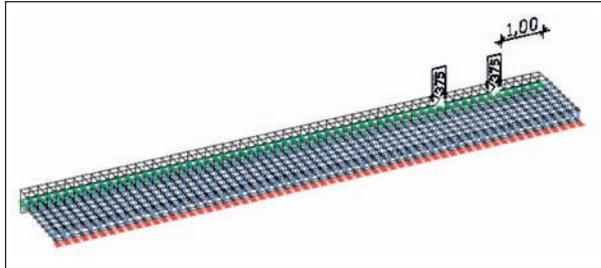


Bild 80: Belastung im Endbereich der Kappe; Laststellung mit 1,0 m Randabstand (1,80 m langer Kragarm, Kap 1)

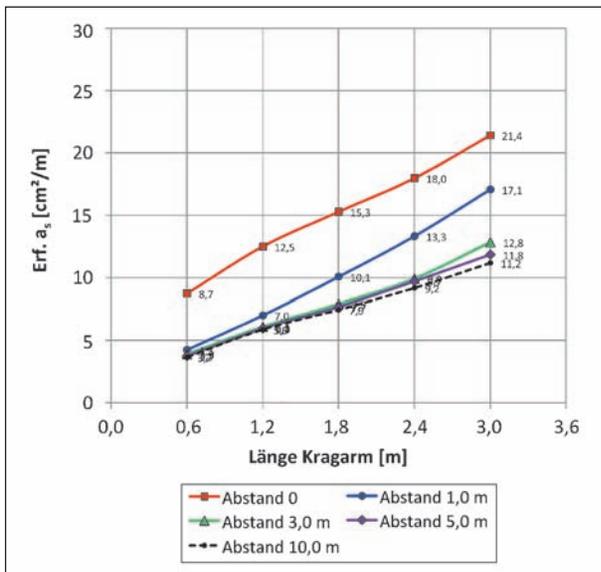


Bild 81: Ergebnisse Biegebemessung Kragarmanschnitt bei randnahen Lasten ($h_0/h_1 = 1:1,5$; alternativer Lastansatz, Variante 1)

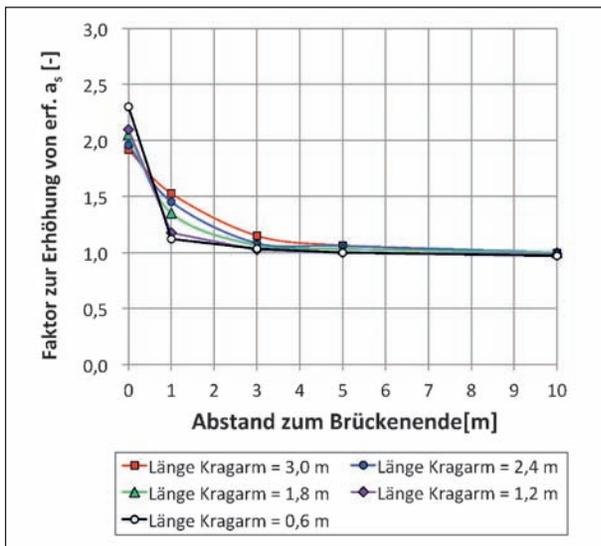


Bild 82: Vergrößerung der erforderlichen Bewehrung im randnahen Bereich

in etwa mit einer Verdopplung der erforderlichen Bewehrung zu rechnen (Bild 82). Dieses Ergebnis ist plausibel, da sich die mittragenden Breiten am Anschnitt näherungsweise halbiert.

Ab einem Abstand von ca. 3,0 m ist unabhängig von der Kragarmlänge keine signifikant höhere Bewehrung mehr erforderlich.

9.2.5 Einfluss einer reduzierten Kappenbreite

Eine Verkürzung der Kappe in Anlehnung an die inzwischen zurückgenommene Richtzeichnung Kap 1, Blatt 2 (Dez. 2009) mit einer Kappenbreite von 1,55 m hat keine bemessungsrelevanten Änderungen der Kragarmbeanspruchungen aus Fahrzeuganprall (alternativer Lastansatz) zur Folge.

In Bild 84 sind die Bemessungsschnittgrößen unter Berücksichtigung von Eigengewicht und Anpralllasten (außergewöhnliche Bemessungssituation mit $\gamma_G = \gamma_A = 1,0$) für den 1,8 m langen Kragarm mit Kap 1, vgl. Bild 72 c) dargestellt, die sich bei einem System mit verkürzter Kappe gemäß Bild 83 ergeben. Zu vergleichen sind diese Kragarmbeanspruchungen mit den in Bild 68 gegebenen Werten.

Die Scheibentragwirkung der Kappe, die eine Querverteilung der horizontalen Anpralllast bewirkt, wird durch die Verkürzung zwar reduziert, wodurch sich eine etwas höhere Normalkraftbeanspruchung im Anschnitt ergibt, allerdings ist diese Änderung im Hinblick auf die Biegebemessung vernachlässigbar.

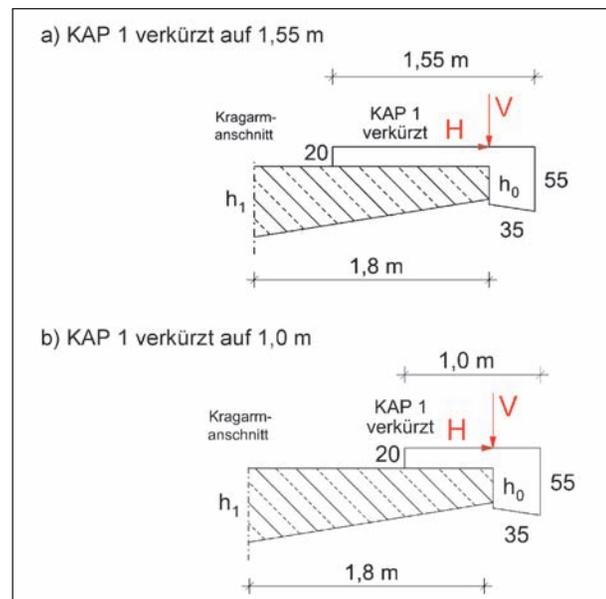


Bild 83: Abmessungen der untersuchten Systeme mit verkürzter Kappe

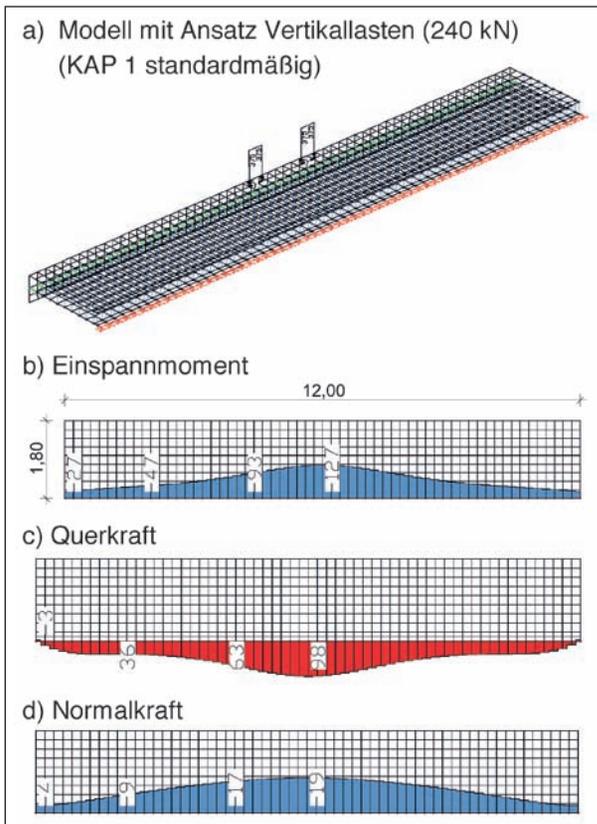


Bild 84: Schnittgrößen am Kragarmanschnitt bei einem 1,80 m langen Kragarm mit verkürzter Kappe (1,55 m)

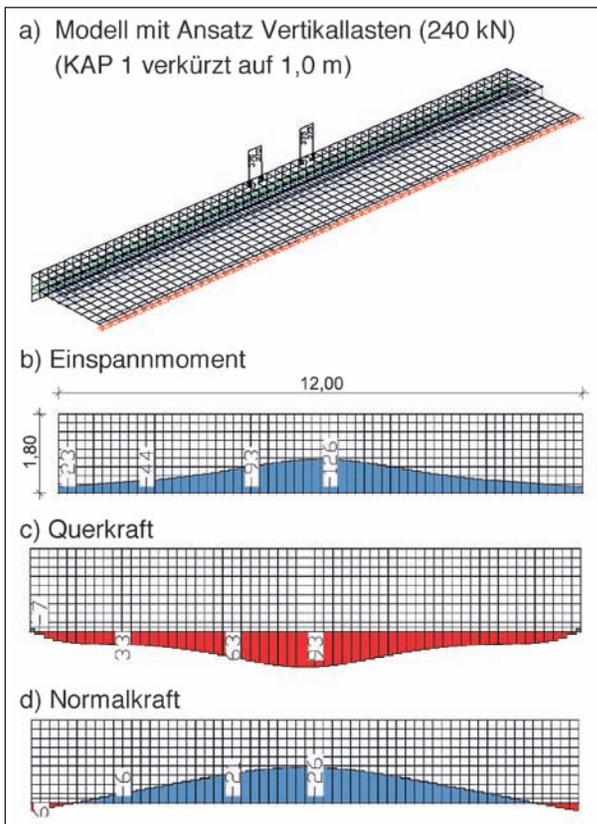


Bild 85: Schnittgrößen am Kragarmanschnitt bei einem 1,80 m langen Kragarm mit verkürzter Kappe (1,0 m)

Auch eine weitergehende Verkürzung der Kappe auf 1,0 m hat keine bemessungsrelevanten Schnittkraftänderungen zur Folge. Von deutlich größerer Bedeutung für die Kragarmbeanspruchung ist die Biegesteifigkeit des Gesimsbalkens, die eine Verteilung der Vertikallasten bewirkt. Diese Biegesteifigkeit ist unabhängig von der Kappenbreite, sodass die lastverteilende Wirkung auch bei einer schmaleren Kappe erhalten bleibt.

9.3 Bemessungshilfen

Die FE-Modellierung des Kragarms unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Kappe ist zwar relativ aufwendig. Das Einsparpotenzial, das sich dabei hinsichtlich der erforderlichen Bewehrung ergibt, kann jedoch, wie im vorausgegangenen Kapitel gezeigt wurde, je nach System beträchtlich sein.

Auf eine detaillierte Abbildung im numerischen Modell kann unter Verwendung der Diagramme in Bild

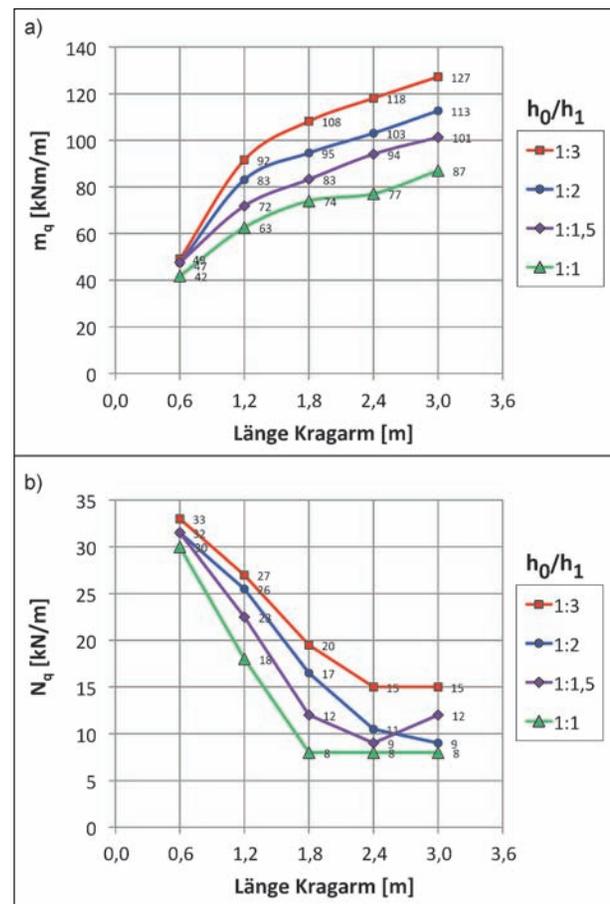


Bild 86: Bemessungshilfe zur Biegebemessung bei Anwendung des alternativen Lastansatzes (Variante 1); a) maximales charakteristisches Moment in Abh. von Kragarmlänge und Kragplattengeometrie unter Berücksichtigung von RiZ Kap 1 (Dez. 2009), b) zugehörige maximale charakteristische Normalkraft

86 verzichtet werden, wenn die Ausbildung der Kappe standardmäßig, d. h. gemäß RiZ Kap 1 erfolgt. Auch bei einer verkürzten Kappe behalten die angegebenen Schnittgrößen in etwa ihre Gültigkeit, solange der Gesimsbalken hinsichtlich seiner Biegesteifigkeit mindestens nach Richtzeichnung dimensioniert wird, vgl. Kapitel 9.2.5.

Den Diagrammen können die Kragarmanschnittmomente und Normalkraftbeanspruchungen infolge des alternativen Lastansatzes (Variante 1) entnommen werden. Eingangsparameter sind dabei die Kragarmlänge und das für die Schnittkraftverteilung relevante Verhältnis der Plattenstärken h_0 (Kragarmende) zu h_1 (Anschnitt). Die absoluten Werte der Plattenstärken sind für die Schnittkraftverteilung bei üblichen Bauteilabmessungen nicht von Bedeutung.

Die Diagramme decken damit ein breites Spektrum möglicher Ausführungsformen ab. Sie stellen eine Bemessungshilfe dar, insbesondere zur Abschätzung der vorhandenen Tragfähigkeit von Kragplatten bei Bestandsbauwerken.

Für die Biegebemessung am Brückenende kann in Näherung von einem doppelten Anschnittsmoment infolge Anpralllasten ausgegangen werden, vgl. Kapitel 9.2.4.

9.4 Nichtlineare Berechnungsmethoden

Weiteres Optimierungspotenzial im Hinblick auf die Bemessungsschnittgrößen am Kragarmanschnitt ergibt sich aus Schnittkraftumlagerungen, die durch das Aufreißen biegebeanspruchter Betonquerschnitte und dem damit verbundenen Steifigkeitsabfall hervorgerufen werden. Beanspruchungen können dadurch aus hochbeanspruchten Bereichen in weniger stark ausgenutzte Bereiche umgelagert werden. Das grundsätzliche Vorgehen im Rahmen der numerischen Berechnungen unter Verwendung des Programmsystems Infograph (InfoCAD) wurde in Kapitel 6.2 beschrieben.

Wie in dem genannten Kapitel bereits gezeigt wurde, liefert die nichtlineare Analyse je nach System nennenswerte Abminderungen der erforderlichen Biegebewehrung im Kragarmanschnitt.

Als Voraussetzung für die Anwendung dieser Berechnungsmethode müssen bleibende Schädigungen zugelassen werden, da die Schnittkraftumlage-

rung mit großen Verformungen und Plastizierungen im hochbeanspruchten Bereich verbunden sein können.

Exemplarisch für die durchgeführten Untersuchungen unter Verwendung des alternativen Lastansatzes ist in Bild 87 ein mögliches Vorgehen zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung im Kragarmanschnitt unter Anwendung nichtlinearer Verfahren dargestellt. Das Diagramm bezieht sich auf einen 2,40 m langen Kragarm mit $h_0 = 25$ cm und $h_1 = 37,5$ cm (Verhältnis 1:1,5).

Ausgangspunkt für die Analyse sind die Ergebnisse der stofflich linearen Berechnung, die eine erforderliche Bewehrungsmenge von $9,7$ cm^2/m im Anschnitt ergaben, vgl. Bild 74. Im Rahmen der nichtlinearen Systemanalyse wurde diese Bewehrungsmenge schrittweise reduziert, wobei jeweils die sich einstellende Stahldehnung ermittelt wurde.

Als Kriterium für ein Biegeversagen wurde in Anlehnung an die Regelungen des DIN-FB eine Überschreitung der zulässigen Stahldehnung von 25 ‰ definiert. Wie Bild 87 zu entnehmen ist, wird diese Grenzdehnung bei einer Bewehrungsmenge von $6,8$ cm^2/m erreicht. D. h. das System ist unter Einhaltung von 25 ‰ Stahldehnung mit einer Bewehrungsmenge von $6,8$ cm^2/m im Anschnitt stand-sicher. Dies entspricht einer Reduktion der erforderlichen Biegebewehrung um 30 %.

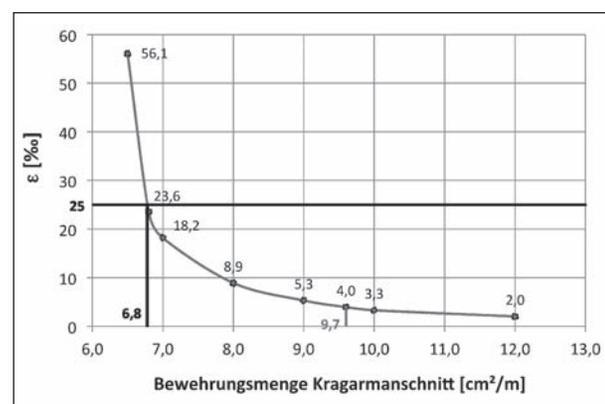


Bild 87: Vorgehen zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung im Kragarmanschnitt unter Anwendung nicht linearer Verfahren

10 Bewertung und Anwendung des alternativen Lastansatzes

10.1 Berechnungsergebnisse

Der vorgeschlagene alternative Lastansatz wurde im Rahmen numerischer Berechnungen eingesetzt, um seinen Einfluss auf die Kragarmbemessung zu untersuchen. Mithilfe der FE-Rechnungen wurde insbesondere die sich günstig auswirkende lastverteilende Wirkung von Kappe und Gesims berücksichtigt. Es wurden sowohl die Nachweise zur Biegebemessung als auch zur Schubbemessung am Kragarmschnitt betrachtet, wobei zum einen die allgemeine Bemessungssituation im Bereich der Brückenmitte (ungestörter Bereich), zum anderen die spezielle Situation am Brückenende (gestörte Lastverteilung) näher untersucht wurde.

Bei Rückhaltesystemen ab einer Horizontallastklasse B liefert der alternative Lastansatz im Vergleich zum DIN-FB-Ansatz gerade bei kurzen Kragarmen günstigere Ergebnisse. Dies ist auf die unterschiedlichen Hebelarmeansätze beim Lasteintrag in Verbindung mit der sich einstellenden Lastverteilung zurückzuführen. Im Fall von kurzen Kragarmen reduzieren sich die mittragenden Breiten an der Einspannstelle deutlich. Während diese Reduktion beim DIN-FB-Ansatz in Verbindung mit der vorgegebenen lokalen Momenteneinwirkung infolge der Horizontallast (Hebelarm konstant) zu verhältnismäßig hohen Einspannmomenten führt, wirkt sich die Reduktion der mittragenden Breiten beim alternativen Modell weniger ungünstig aus. Hier nimmt der Hebelarm der dominierenden V-Last bei kürzeren Kragarmen ebenfalls ab. Der ungünstige Effekt der Lastkonzentration wird dadurch zum Teil kompensiert. Außerdem überschneiden sich bei sehr kurzen Kragarmen die mittragenden Breiten für den Lastabtrag der einzelnen Radlasten nicht mehr. Der längere Lasteinleitungsbereich beim alternativen Modell (etwa 160 cm) gegenüber dem Ansatz nach DIN-FB (50 cm) wirkt sich in diesem Fall besonders günstig aus.

Die Schubbemessung erweist sich unter Annahme üblicher Kragarmabmessungen als unkritisch im Hinblick auf den alternativen Lastansatz – vorausgesetzt, dass die Nachweise nach DIN-Fachbericht unter Regelbelastung erfüllt sind, vgl. Kapitel 9.2.3.

Hinsichtlich der Kragarmbemessung ergeben sich aus dem alternativen Lastansatz die folgenden Vorteile gegenüber dem DIN-FB-Ansatz:

- kleinere H-Last,
- kleinerer Hebelarm für H-Last,
- längerer Lasteinleitungsbereich für die V-Last.

10.2 Anwendungsbereich

Als Voraussetzung für den alternativen Lastansatz muss ein Rückhaltesystem vorhanden sein, das in der Lage ist, anprallende Fahrzeuge gemäß geforderter Aufhaltstufe zurückzuhalten. Insbesondere die Zugbandwirkung der Schutzsysteme, die einen Abtrag der horizontalen Anpralllasten sicherstellt, muss nachweislich gegeben sein. Somit kommen auch für die Bemessung unter Verwendung des vorgeschlagenen alternativen Lastansatzes nur Systeme in Frage, die auf der Einsatzfreigabeliste der BASt (BASt 07/2011) aufgeführt sind.

Der alternative Lastansatz ist sowohl auf Stahlsysteme als auch auf Betonsysteme anwendbar.

Insbesondere für die Stahlsysteme stellt der vorgeschlagene Lastansatz eine mechanisch plausible Abbildung des Anprallvorgangs dar, da hier die anprallenden Fahrzeuge zwar durch die Zugbandwirkung zurückgehalten werden, jedoch aufgrund der großen Holmverformungen teils beträchtliche Exzentrizitäten erreichen, die mit randnahen Radstellungen verbunden sind. Die Nachgiebigkeit der Systeme sorgt in Verbindung mit der Zugbandwirkung dafür, dass die Beanspruchungssituation Fahrzeuganprall von exzentrisch angreifenden Vertikalbeanspruchungen dominiert wird, während Horizontallasten von untergeordneter Bedeutung sind und nur geringe Momentenbeanspruchungen hervorrufen.

Bei den Betonsystemen hat die Messdatenauswertung Analogien zu den Stahlsystemen im Hinblick auf Lastexzentrizitäten sowie auf die untergeordnete Bedeutung der Horizontalbeanspruchungen gezeigt. Die Horizontalauslenkungen der Schutzsysteme sind allerdings kleiner als bei Stahlsystemen. Dies lässt auf eine reduzierte Aktivierung der Zugbandwirkung verbunden mit einem lokal begrenzten Lastabtrag schließen. Darauf deutet auch die Tatsache hin, dass bisher in keinem der Versuche ein Versagen der geringen Zugbandbewehrung festgestellt wurde. Auch kommt es bei Betonsystemen zu einem verstärkten lokalen Horizontallastabtrag infolge Reibung zwischen Kappe und Schutzwand.

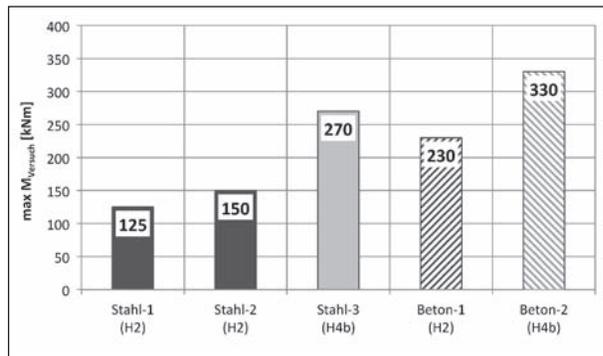


Bild 88: Im Versuch gemessene Spitzenwerte der Momentenbeanspruchungen am Einzelblock

Die Massivität der Betonschutzsysteme begünstigt zudem das Auftreten dynamischer Effekte wie bspw. Stoßbeanspruchungen. Hierauf könnte zurückzuführen sein, dass im Rahmen der Auswertung der fünf Einzelversuche (vgl. Kapitel 7) für die jeweilige Aufhaltstufe (H2 oder H4b) bei den Betonsystemen höhere Momentenbeanspruchungen am Einzelblock festgestellt wurden als bei den Stahlssystemen, siehe Bild 88 bzw. Tabelle 20.

Die Einführung von Erhöhungsfaktoren im Rahmen des alternativen Lastansatzes zur Berücksichtigung der im Versuch stark streuenden maximalen Momentenbeanspruchungen wird im nachfolgenden Kapitel behandelt.

Eine Abminderung der Anpralllasten im Rahmen des alternativen Lastansatzes bei H2-Systemen wird nicht als sinnvoll angesehen, da die geringeren Anpralllasten bei H2-Systemen auf die geringeren Fahrzeuggewichte im Versuch zurückzuführen sind, auf einem realen Bauwerk aber der Anprall mit schwereren Fahrzeugen nicht ausgeschlossen werden kann. Die Tragfähigkeit des Bauwerks einschließlich des Kragarms soll in diesen Fällen (schweres Fahrzeug trifft auf H2-System) trotzdem gewährleistet sein.

10.3 Einführung von Lasterhöhungsfaktoren

In diesem Kapitel wird die Frage nach systemabhängigen Erhöhungsfaktoren behandelt, mit denen eine Anpassung des alternativen Lastansatzes an überdurchschnittlich hohe Beanspruchungen vorgenommen werden kann, die im Rahmen der Anprallversuche bei einigen Systemen gemessen wurden.

Ob die Systeme selbst mit ihrer Bauart und ihrem Verhalten im Anprallversuch oder ob der Versuchs-

aufbau und das Fahrzeugverhalten (vgl. Kapitel 7.5) ursächlich für die zum Teil über- und unterdurchschnittlichen Beanspruchungen sind, kann hier nicht geklärt werden. Die Schwierigkeit, aus Ergebnissen von Einzelversuchen allgemein gültige Bemessungsvorgaben abzuleiten, wurde bereits herausgestellt.

Für die Kragarmbemessung ist in der Regel die maximale Biegebeanspruchung im Kragarmanschnitt maßgebend. Bei der Verwendung des alternativen Lastansatzes müssen sich daher auf der sicheren Seite liegende Anschnittmomente ergeben. Zur Beurteilung, inwieweit die im Versuch auftretenden Momentenbeanspruchungen mit dem alternativen Lastansatz abgedeckt werden, sind in Bild 89 die maximalen Blockmomente weiterer Fahrzeug-Rückhaltesysteme aufgetragen (FRS-Prüfungen, zum Vorgehen bei der Ableitung der Blockmomente aus den Messergebnissen siehe Kapitel 7.4.4 bzw. Bild 51). Es wurden sowohl Systeme aus Stahl als auch aus Beton sowie die beiden Aufhaltstufen H2 und H4b berücksichtigt. Alle dargestellten Ergebnisse resultieren aus Einzelversuchen.

In Bild 89 wird deutlich, dass bei den H2-Systemen im Mittel geringere Momentenbeanspruchungen am Einzelblock auftreten als bei den H4b-Systemen. Dies ist aufgrund der geringeren Fahrzeuggewichte im H2-Versuch (Bus 13 t) im Vergleich zum H4b-Versuch (Sattelzug 38 t) plausibel.

Dass die maximalen Blockmomente der H2-Systeme teilweise dennoch ähnliche Größenordnungen zeigen wie diejenigen der H4b-Systeme, dürfte auf das Fahrverhalten der Busse beim H2-Versuch und den damit verbundenen Abweisungsmechanismus der Systeme zurückzuführen sein. Aufgrund ihrer Torsionssteifigkeit neigen die Busse dazu, als Ganzes von der Schutzeinrichtung abgelenkt zu werden. Dabei kann es zu extremen Nickbewegungen und Schiefstellungen der Fahrzeuge kommen, wodurch die gesamte Fahrzeugmasse teilweise stoßartig auf einem Rad auf dem Versuchsstand abgesetzt wird.

Die aus den Ergebnissen der fünf Einzelversuche abgeleitete Einschätzung, dass bei Betonsystemen aufgrund von Lastkonzentrationen und Stoßbeanspruchungen im Anprallversuch generell höhere Momente auftreten als bei Stahlssystemen, lässt sich anhand der zusätzlichen in Bild 89 enthaltenen Messergebnisse überprüfen. Während bei den H2-Betonsystemen (Betonsysteme sind schraffiert dargestellt) im Mittel größere Einspannmomente

auftreten als bei den Stahlsystemen, trifft dies bei den H4b-Systemen nicht zu. Insbesondere bei dem Ausreißer mit 550 kNm als Einspannmoment (System S10) handelt es sich um ein System aus Stahl. Vor diesem Hintergrund erscheint die Einführung materialabhängiger Erhöhungsfaktoren nicht sinnvoll.

Bei der Gegenüberstellung der im Zuge der Anprallprüfungen gemessenen maximalen Blockmomente in Bild 89 ist zu berücksichtigen, dass sich die Anpralllasten im Versuch zu einem gewissen Teil auf die anderen unbelasteten Blöcke verteilen können, vgl. Kapitel 7.5.2. Das Maß der Lastverteilung ist dabei nicht bekannt, ließe sich aber näherungsweise durch statische Versuche mit variablen Lasteinleitungspunkten bestimmen, siehe Kapitel 7.5.4. Eine Lastumverteilung führt zu einer Abminderung desjenigen Blockmomentes, das sich bei einer Belastung des entkoppelten Einzelblocks ergeben würde.

Weiterhin ist denkbar, dass sich die in Bild 89 aufgetragenen maßgebenden Momentenbeanspruchungen zu einem Zeitpunkt einstellen, wenn zwei Blöcke gleichzeitig durch das Fahrzeug „befahren“ und damit belastet werden. Auch diese „Lastverteilung“ kann zu geringeren Einspannmomenten als bei Belastung des entkoppelten Einzelblocks führen.

Die vorgenannten Effekte können neben weiteren Einflüssen (Fahrzeugverhalten, Verhalten des

Schutzsystems, dynamische Effekte, vgl. Kapitel 7.5) mit zu der Streuung der Messwerte beitragen, die in Bild 89 erkennbar ist.

Bei einigen der H4b-Systeme wurden überdurchschnittlich hohe Momentenbeanspruchungen des Kragarms gemessen. Dies betrifft beispielsweise die Systeme B6, S10 und S11. Dieses im Vergleich zu den übrigen H4b-Systemen ungünstigere Systemverhalten lässt sich im Rahmen des alternativen Lastansatzes mit Hilfe von Lasterhöhungsfaktoren abbilden. Damit lässt sich sicherstellen, dass die bemessungsrelevanten Momentenbeanspruchungen mit dem alternativen Lastansatz abgedeckt werden.

Im Vergleich zu den H4b-Systemen ist bei den H2-Systemen das Lastniveau allgemein geringer. Die Einführung von Lasterhöhungsfaktoren für H2-Systeme wird daher als nicht erforderlich angesehen.

Es wird als sinnvoll angesehen, den Mittelwert der H4b-Blockmomente als Bezugsgröße bei der Ermittlung der Erhöhungsfaktoren heranzuziehen, weil so das unterschiedliche Vermögen der Systeme, sich lastenmäßig günstig zu verhalten und dennoch die Anforderungen der Aufhaltestufe H4b zu erfüllen, direkt berücksichtigt wird.

Einen entsprechenden Vorschlag für die Einführung von Erhöhungsfaktoren enthält Tabelle 24. Ungünstige Abweichungen vom H4b-Mittelwert werden bei

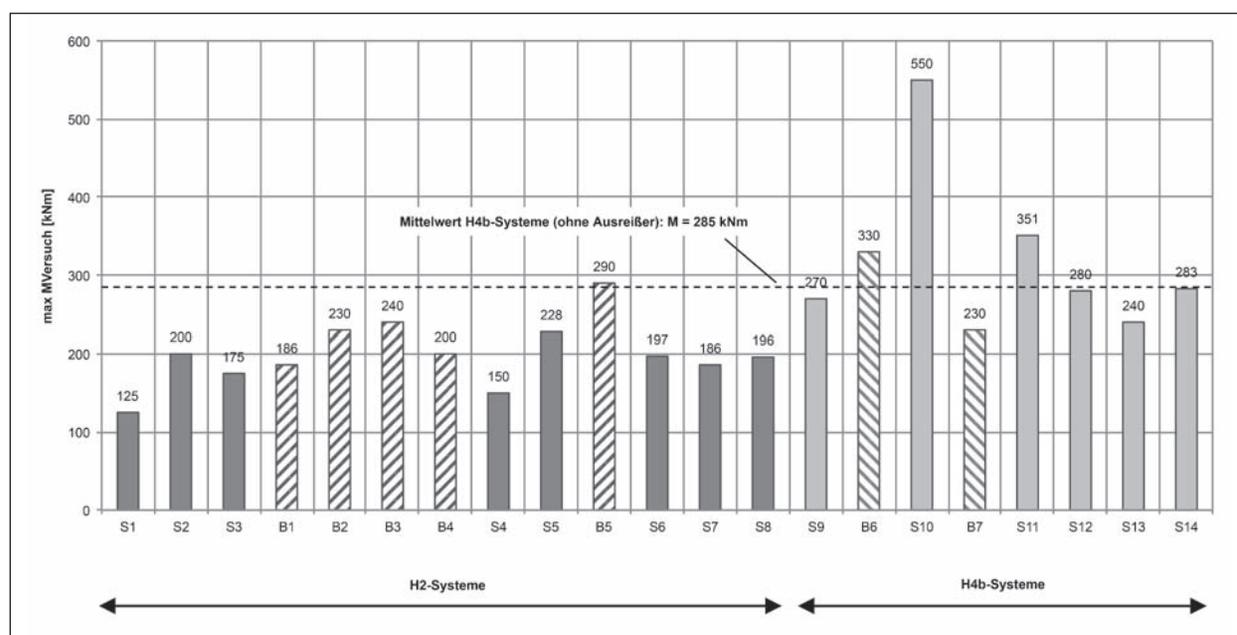


Bild 89: Gegenüberstellung von im Versuch gemessenen Spitzenwerten der Momentenbeanspruchungen am Einzelblock M_{Block}

Lasterhöhungsfaktoren		
Aufhaltestufe	Belastung	
	H-Last	V-Last
H2	1,0	
H4b	$\max(1,0; \frac{\max M_{\text{Block}}}{285 \text{ kNm}})$	

Tab. 24: Lasterhöhungsfaktoren zur Anwendung des alternativen Lastansatzes

System			max M_{Versuch} (am Einzelblock) [kNm]	Abweichung vom Mittelwert [%]	Erhöhungsfaktor [-]
Aufhaltestufe	Typ	Nr.			
H4b	Stahl	S9	270	-4,7	1,0
	Beton	B6	330	16,4	1,2
	Stahl	S10	550	94,1	1,9
	Beton	B7	230	-18,9	1,0
	Stahl	S11	351	23,8	1,2
	Stahl	S12	280	-1,2	1,0
	Stahl	S13	240	-15,3	1,0
	Stahl	S14	283	-0,2	1,0
Mittelwert ohne Ausreißer			283		

Tab. 25: Exemplarische Ermittlung der Lasterhöhungsfaktoren zur Anwendung des alternativen Lastansatzes für die H4b-Systeme in Bild 89

den H4b-Systemen durch einen Faktor berücksichtigt, der sich aus dem Quotienten von $\max M_{\text{Block}}$ und dem Mittelwert ergibt. Bei der Mittelwertbildung bleibt der extreme Ausreißer (System S10) unberücksichtigt, um einen auf der sicheren Seite liegenden Bezugswert zu erhalten, der repräsentativ für die Gesamtheit der H4b-Systeme ist.

Mit den Lasterhöhungsfaktoren ist jeweils sowohl die Horizontal- als auch die Vertikalkomponente des alternativen Lastansatzes zu beaufschlagen. Tabelle 25 enthält eine exemplarische Ermittlung der Erhöhungsfaktoren für die in Bild 89 dargestellten H4b-Systeme.

10.4 Fragen und weiterer Untersuchungsbedarf

Für die Höhe der Horizontal- und Vertikallastkomponenten des alternativen Lastansatzes wurden konkrete Vorschläge gemacht, die sich einerseits auf die durchgeführte Versuchsauswertung stützen,

die andererseits aber auch realistische Fahrzeugmodelle aus dem Eurocode abbilden.

Eine Anpassung der Eurocode-basierten Lasten könnte unter Berücksichtigung wahrscheinlichkeitstheoretischer Ansätze durchgeführt werden, die auf eine angestrebte Versagenswahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung von Auftretenshäufigkeiten unterschiedlicher Fahrzeugtypen und Achslasten abstellen. In Frage käme hierbei beispielsweise eine bauwerksspezifische Abstufung der Lasten in Abhängigkeit von der objektbezogenen Verkehrsart. In diesem Fall wäre allerdings die Erfordernis einer zusätzlichen dynamischen Überhöhung der Lasten zu klären.

Sollte statt des Rückgriffs auf die Eurocode-Lasten eine Ableitung der Bemessungslasten direkt aus den Anprallversuchen erfolgen, so ist zu bedenken, dass zur Gewährleistung eines bestimmten Sicherheitsniveaus mittels probabilistischer Methoden keine statistische Basis verfügbar ist, da je Schutzsystem nur ein bestandener Einzelversuch benötigt wird und dokumentiert ist.

Im Rahmen der Versuchsauswertung in Kapitel 7 wurde festgestellt, dass die Ableitung zahlenmäßig zuverlässiger und statistisch abgesicherter Kraftgrößen aus den Anprallversuchen nicht möglich ist und dass der Vorschlag für einen alternativen Lastansatz daher aus einer qualitativen Beurteilung der Kraftmessungen hervorgeht. In diesem Zusammenhang besteht Klärungsbedarf hinsichtlich der in Kapitel 7.5 aufgeworfenen Fragen, insbesondere:

- Einfluss der dynamischen Systemeigenschaften der Versuchseinrichtung bzw. des Prüfstandes auf die Messergebnisse,
- Einfluss systembedingter Lastumlagerungen und Zwangsbeanspruchungen auf die Messergebnisse,
- Repräsentativität der eingesetzten Fahrzeugtypen,
- statistische Verwertbarkeit eines Einzelversuchs.

Unter Verweis auf Kapitel 7.5.4 wird nochmals empfohlen, sowohl statische Versuche am Prüfstand durchzuführen als auch reale Anprallvorgänge auf Bestandsbauten zu simulieren und dabei auftretende Kragarmbeanspruchungen zu messen.

11 Möglichkeiten zur Kragarmertüchtigung

11.1 Lastreduktion

Bevor konstruktive Ertüchtigungsmöglichkeiten behandelt werden, werden nachfolgend Maßnahmen nicht-konstruktiver Art genannt, die zu einer Minderung der Einwirkungen führen und so unter Umständen eine Weiternutzung des kritisch beanspruchten Systems erlauben.

Als erstes ist hierbei die Auswahl eines lastenmäßig vorteilhaften Schutzeinrichtungssystems zu nennen. Dies kann erreicht werden durch:

- geringes Eigengewicht der Schutzeinrichtung; Stahlsysteme wiegen etwa 50 bis 150 kg/m, während bei Betonsystemen je nach Systemtyp mit 500 bis 800 kg/m zu rechnen ist, sowie
- Lastansatz DIN-FB bzw. DIN EN 1991-2; möglichst niedrige Horizontallastklasse (vgl. Tabelle 4).

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Größenordnung der Horizontalbeanspruchungen im Fall des Lastansatzes nach DIN-Fachbericht erheblichen Einfluss auf die Kragarmbemessung hat. Um den Aufwand bei Instandsetzungsmaßnahmen zu begrenzen, sollten prinzipiell möglichst realistische Lasten angesetzt werden. Dadurch kann die Ausführung aufwendiger Verstärkungsmaßnahmen ggf. vermieden werden.

In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage, ob bei Bauwerks- bzw. Kragarmbemessungen im Rahmen von Instandsetzungsmaßnahmen vom üblichen Horizontallastansatz nach DIN-FB gemäß Lastklassentabelle (Tabelle 4) abgewichen werden könnte. Denkbar ist beispielsweise der Fall, dass ein Schutzeinrichtungssystem aufgrund einer aus dem Anprallversuch abgeleiteten Hilfsgröße H_{bem} (vgl. Kapitel 7.4.2) von 210 kN in Klasse C eingestuft wird, sodass im Rahmen der Bemessung eine Horizontalkraft von 400 kN anzusetzen ist.

Bei Neubauten ist dieses Vorgehen vertretbar – die Auswirkungen des damit deutlich auf der sicheren Seite liegenden Lastansatzes auf die konstruktive Durchbildung des Bauwerks sind nicht allzu gravierend. Bauteilabmessungen und Bewehrungsmenge können in der Entwurfsphase entsprechend angepasst werden. Bei Bestandsbauten könnte jedoch eine genauere Anpassung an die messtechnisch

ermittelten Beanspruchungen ggf. zu einer deutlichen Reduzierung des Instandsetzungsaufwandes führen.

Neben der Auswahl eines lastenmäßig vorteilhaften Schutzeinrichtungssystems sollte grundsätzlich vermieden werden, zusätzliches Eigengewicht im Zuge von Ertüchtigungsmaßnahmen aufzubringen. Bauteile, mit denen das Tragwerk verstärkt wird, sollten daher eine möglichst geringe Masse haben.

11.2 Konstruktive Maßnahmen

11.2.1 Übersicht und Vorbemerkungen

Die in den nachfolgenden Kapiteln behandelten Maßnahmen zur Ertüchtigung von Kragarmen zur Abtragung von Anpralllasten sind in Tabelle 26 systematisch zusammengestellt.

Grundlage für den Entwurf der Maßnahmen ist die in Kapitel 7.6 abgeleitete Schlussfolgerung, dass der Anprallvorgang hauptsächlich von exzentrisch angreifenden Vertikalbeanspruchungen dominiert wird. Diese Schlussfolgerung bildete u. a. auch den Ausgangspunkt für den in Kapitel 8 entwickelten alternativen Lastansatz. Die vorgestellten Ertüchtigungsmaßnahmen sind somit in einem besonderen Maße dazu geeignet, den Widerstand der Kragarmkonstruktion gegenüber dem vorgeschlagenen alternativen Lastansatz zu vergrößern.

Ausgehend von dem in Bild 90 dargestellten Regelfall wurden die in Tabelle 26 aufgeführten Ertüchtigungsmaßnahmen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Brückenquerschnitte und Quer-

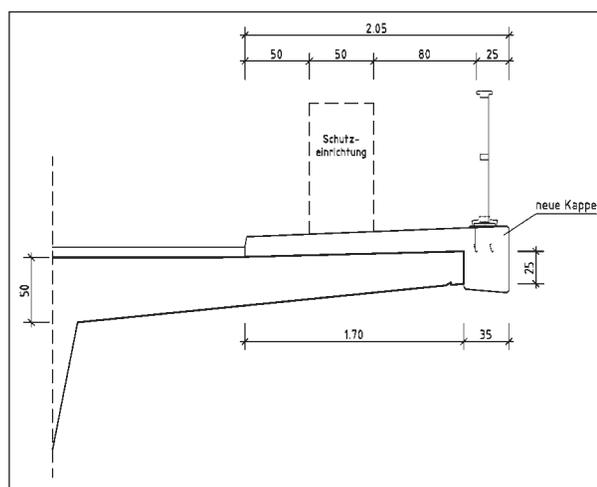


Bild 90: Regelfall ohne Erfordernis einer Kragarmertüchtigung; Steifigkeit Gesims: $EI = 130.000 \text{ kNm}^2$

Maßnahmen zur Ertüchtigung des Kragarms			
K Kappen- Sonderkonstruktion	K1	Vergrößerung der lastverteilenden Wirkung des Gesimbsbalkens	
		K1a	Höhe Gesimbsbalken wird nach unten vergrößert (Schürze)
		K1b	Höhe Gesimbsbalken wird nach oben vergrößert (Brüstung bzw. Aufkantung)
	K1c	Anordnung eines Stahlträgers unterhalb des Gesimbsbalkens	
K2	Vergrößerung der lastverteilenden Wirkung der Kappe mittels Schubverbindung zwischen Kappe und Kragarm		
P Plattenverstärkung Kragarm	P1	Ertüchtigung der Biegezugzone mittels eingeschlitzter Tragelemente auf der Plattenoberseite	
		P1a	Bewehrung
		P1b	CFK-Lamellen
	P1c	Stahllaschen	
	P2	Ertüchtigung der Biegedruckzone mittels Spritzbeton auf der Plattenunterseite	
	P3	Kragarm abbrechen und durch neuen Kragarm mit größerer Nutzhöhe ersetzen	
		P3a	Vorh. Bewehrung wird erhalten ohne zusätzliche Maßnahmen
		P3b	Zusätzliche Bewehrung nachträglich einbauen
P3c	Ausführung des neuen Kragarms als Konsole zur Maximierung der Nutzhöhe		
P4	Ergänzung einer externen Quervorspannung der Fahrbahnplatte		
S Systemänderung	S1	Unterstützung des Kragarms durch Konsolen in Ortbeton oder als Beton-Fertigteil (mit oder ohne Schürze Gesimbsbalken)	
	S2	Stützung des Kragarms durch eine Stahlkonstruktion	
		S2a	Stahlstreben mit Anschluss an das Kragarmende
		S2b	Stahlstreben mit Anschluss an den Gesimbsbalken
	S2c	Stahlrahmenkonstruktion	
	S3	Verbreiterung der Endquerträger zur Unterstützung des Kragarms	
S4	Aktivierung einer Kappen-Kragarm-Rahmentragwirkung		
E Externer Lastabtrag	E1	Sekundärtragwerk in Längsrichtung mit externer Auflagerung (Stahlträger oder Stahlfachwerkträger)	
		E1a	Unterstützung des Kragarms
	E1b	Unterstützung des Gesimbsbalkens	
E2	Unterstützung der Kappe durch Steckträger am Brückenende		

Tab. 26: Systematische Zusammenstellung von Maßnahmen zur Ertüchtigung des Kragarms von Straßenbrücken

schnittshöhen entwickelt. Bei den Darstellungen handelt es sich um Prinzipdarstellungen.

11.2.2 Kappensonderkonstruktionen (K)

Um den Einfluss einer Verstärkung im Gesimsbereich der Kappe zu untersuchen, die entsprechend Bild 92 bis Bild 94 erfolgen kann, wurden ergänzende numerische Berechnungen unter Verwendung der in Kapitel 6 eingeführten numerischen Modelle durchgeführt. Hierzu wurde das 3,0-m-System ($h_0 = 25$ cm; $h_1 = 45$ cm; Kap 1) jeweils um einen zusätzlichen Stabzug ergänzt, der in Brückenlängsrichtung verläuft (siehe Prinzipdarstellung in Bild 91). Die Anpralllasten wurden aus Gründen der Ver-

gleichbarkeit mit den Ergebnissen aus Kapitel 6 nach DIN-FB aufgebracht. Als Horizontallast wurde $H = 200$ kN mit $e_H = 1,0$ m angesetzt. Die gleichzeitig wirkende Vertikallast wurde mit $V = 180$ kN angenommen. Außerdem wurden die Konstruktionseigengewichte berücksichtigt.

Das Eigenträgheitsmoment des in den Grundmodellen bereits vorhandenen „Gesimbsbalkens“, der eine Breite von 35 cm gemäß Richtzeichnung besitzt und mit einer Höhe von 55 cm modelliert wurde, beträgt:

$$I_0 = \frac{35 \cdot 55^3}{12} = 485.260 \text{ cm}^4 \quad (11.1)$$

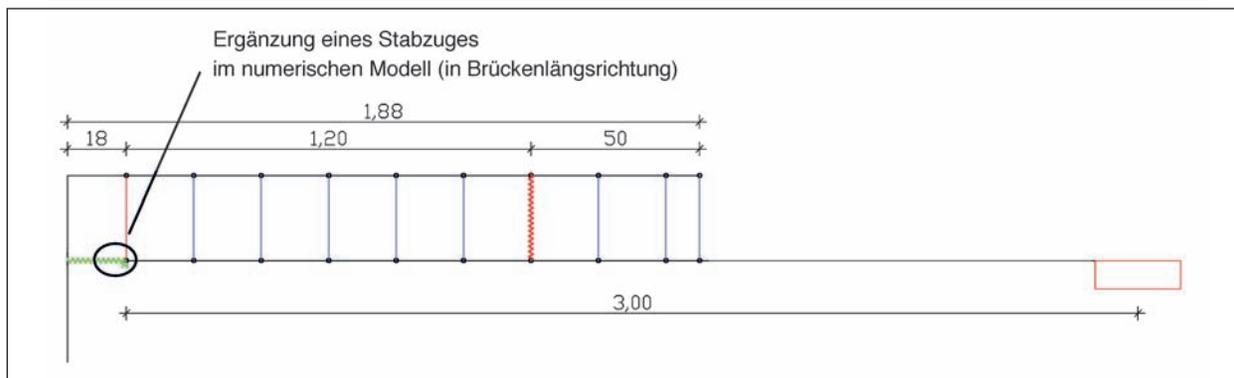


Bild 91: Querschnitt numerisches Modell mit zusätzlichem Stabzug

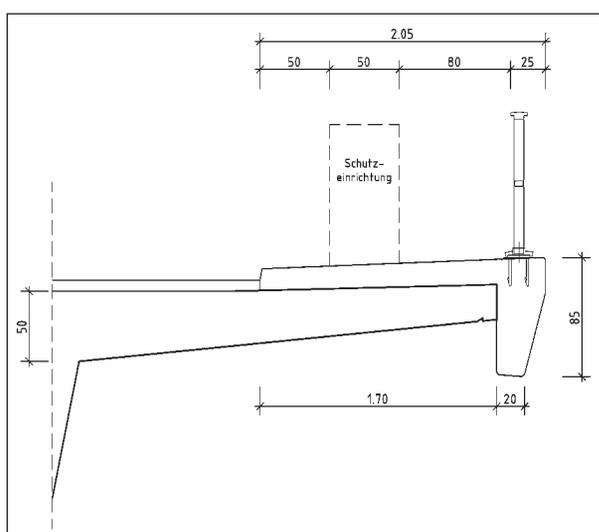


Bild 92: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung K1a; Steifigkeit Gesims: $EI = 380.000 \text{ kNm}^2$

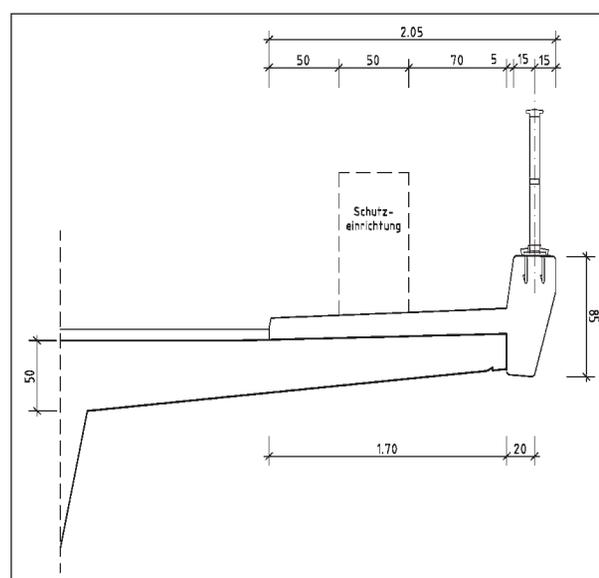


Bild 93: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung K1b; Steifigkeit Gesims: $EI = 350.000 \text{ kNm}^2$

Bei einem mittleren Beton-E-Modul von $E_{cm} = 26.700 \text{ MN/m}^2$ (Betongüte C 25/30) ergibt sich daraus in etwa eine Biegesteifigkeit von $EI = 130.000 \text{ kNm}^2$.

Dem zusätzlich ergänzten Stabzug wurde in einem ersten Schritt ein Trägheitsmoment von 500.000 cm^4 zugewiesen. Als Material wurde analog zu Kappe und Kragarm ein Beton der Güte C 25/30 definiert. Daraus ergibt sich eine Biegesteifigkeit in Bezug auf die Hauptspannrichtung von $EI = 133.500 \text{ kNm}^2$. Dies entspricht in etwa der Biegesteifigkeit eines Stahlträgers vom Typ HEA 450 (starke Achse). Die Gesamtbiegesteifigkeit des Gesimses ergibt sich aus der Summe der Einzelsteifigkeiten: $EI_{\text{ges}} = 265.000 \text{ kNm}^2$.

Dem Stabzug wurde weder eine Biegesteifigkeit in Querrichtung noch eine Torsionssteifigkeit zugewiesen. Außerdem wurde die Querschnittsfläche zu Null gesetzt, sodass kein zusätzlicher Steiner-Anteil in die Gesamtbiegesteifigkeit eingeht (schub-

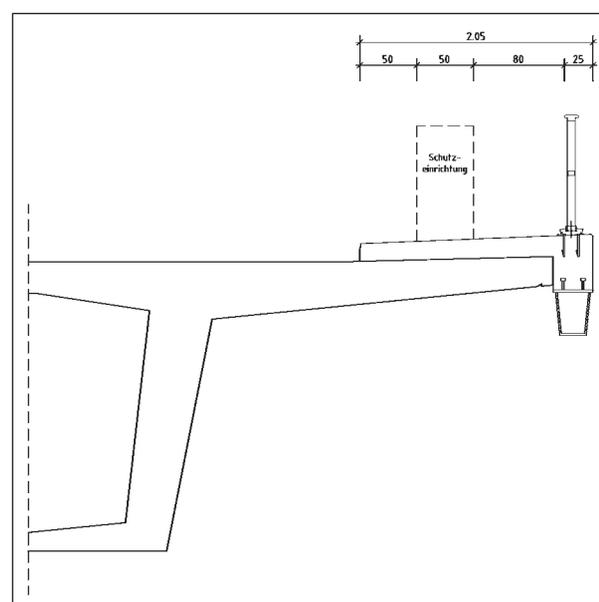


Bild 94: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung K1c; Steifigkeit Gesims: $EI = 600.000 \text{ kNm}^2$

weiche Verbindung des zusätzlichen Trägers mit dem Kragarm).

Im nächsten Schritt wurde das Trägheitsmoment des ergänzten Stabzugs auf 5.000.000 cm⁴ verzehnfacht. Daraus ergibt sich eine Biegesteifigkeit für den ergänzten Stabzug in der Größenordnung eines Stahlträgers vom Typ HEB 1000. Die Gesamtbiegesteifigkeit des Gesimses beträgt hierbei 1.465.000 kNm².

Beide Varianten wurden sowohl linear als auch nichtlinear, d. h. in Form einer nichtlinearen Systemanalysen unter Berücksichtigung gerissener Querschnitte gerechnet. Nur für den Stabzug wurde jeweils ein linearelastisches Verhalten angenommen. In Tabelle 27 werden die Ergebnisse der Untersuchung für L_k = 3,0 m und h₁ = 45 cm den bereits in Tabelle 17 (Kapitel 6.3) aufgeführten Ergebnissen gegenübergestellt, siehe auch Bild 95. Die Ergebnisse zeigen, dass eine nennenswerte Reduktion der Einspannbewehrung von etwa 8 % (für EI = 265.000 kNm²) bzw. 20 % (für EI = 1.465.000 kNm²) nur bei Durchführung nichtlinearer Systemanalysen erzielt werden kann. Bei Verwendung des

alternativen Lastansatzes ist allerdings zu erwarten, dass sich die erforderliche Einspannbewehrung stärker reduziert, da die Vertikallastkomponente bei diesem Lastansatz dominierende Einwirkung ist.

Eine zusätzliche Steifigkeitserhöhung in Kappenlängsrichtung kann durch einen Schubanschluss der Kappe an den Kragarm erreicht werden. Um der Abdichtungsproblematik zu begegnen, bietet sich dazu die Verwendung von allseits festen Tellerankern an, siehe Bild 96.

Zur Aufnahme von Temperatur- und Schwindbeanspruchungen ist am Kappenende eine Endverankerung erforderlich, die beispielsweise mittels Verbundankern hergestellt werden kann. Allerdings ist fallweise zu entscheiden, ob der damit verbundene

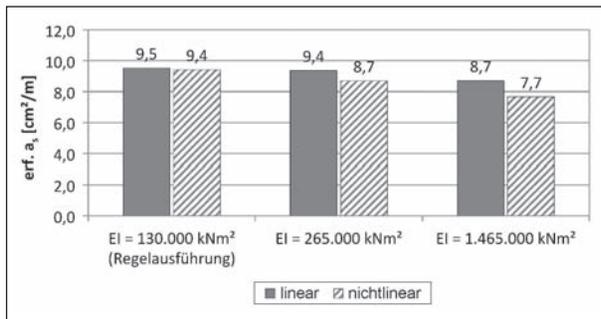


Bild 95: Numerische Untersuchungen zur Verstärkung des Gesimsbalkens – Ergebnisse

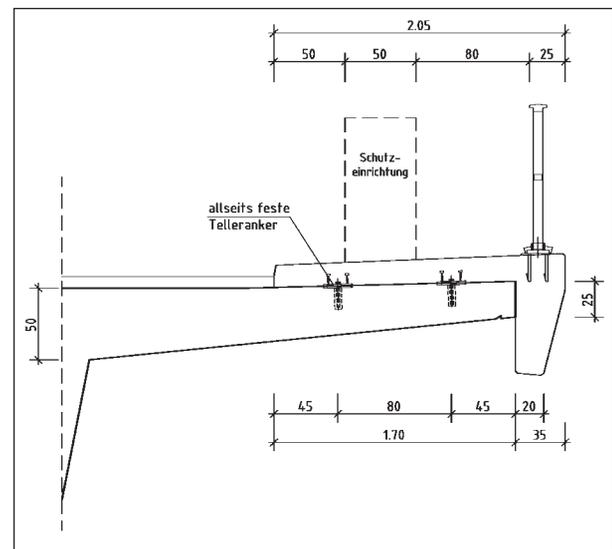


Bild 96: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung K2 (Verankerung im Regelbereich)

Erforderliche obere Biegebewehrung im Kragarmanschnitt										
Querschnittshöhe h [m]	0,450			$M_s = M - N \cdot z_s$						
Statische Nutzhöhe d [m]	0,390			$erf. A_s = \left(\frac{M_s}{0,9 \cdot d} + N \right) \cdot \frac{1}{f_{y,d}}$						
Innerer Hebelarm z [m]	0,351	(0,9 x statische Nutzhöhe)								
Abstand z _s [m]	0,165	(Abstand Schwerelinie zur Stahlage)								
Bewehrung f _{yk} [kN/cm ²]	50									
Horizontallast	200 kN (Klasse B)									
Kragarmlänge	Maximale Schnittgrößen im Kragarmanschnitt und Bewehrung	von Hand nach DIN-Fb	Infograph (lineares Materialverhalten)		Infograph (nicht-lineares Materialverhalten inf. gerissener Querschnitte)		Infograph linear mit Kappe und Stabzug	Infograph nichtlinear mit Kappe und Stabzug	Infograph linear mit Kappe und Stabzug	Infograph nichtlinear mit Kappe und Stabzug
			nur Kragplatte	mit Kappe	nur Kragplatte	mit Kappe				
L = 3,0 m	N [kN/m]	22	48	23	230	121	24	106	27	99
	V [kN/m]	83	120	88	87	78	86	71	77	59
	M [kNm/m]	184	202	163	144	143	160	133	148	116
	M _s [kNm/m] (bezogen auf obere Stahlage)	180	194	159	106	123	156	116	144	100
	Erforderliche Biegebewehrung [cm ² /m]	10,7	12,0	9,5	10,6	9,4	9,4	8,7	8,7	7,7

Tab. 27 : Numerische Untersuchungen zur Verstärkung des Gesimsbalkens – Ergebnisse

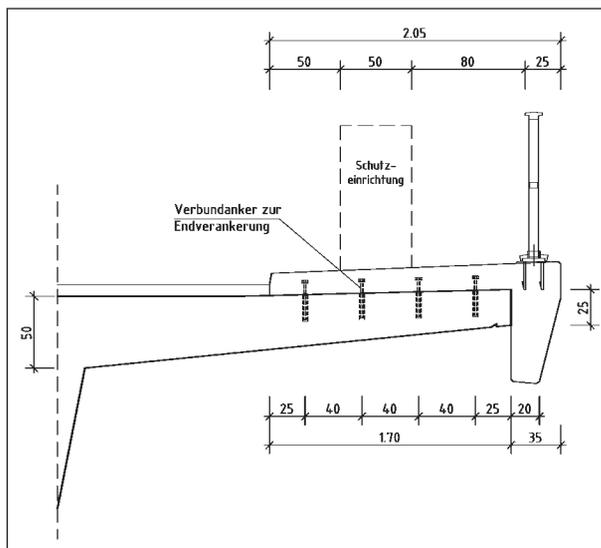


Bild 97: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung K2 (Verankerung im Endbereich)

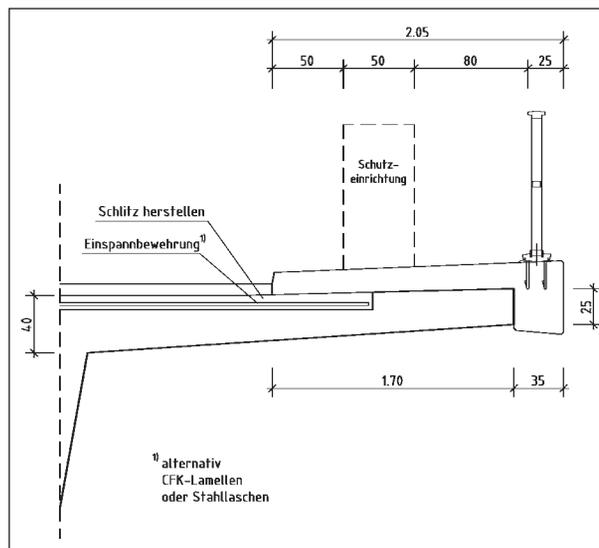


Bild 98: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung P1

lokale Verzicht auf eine regelgerechte Abdichtung in Kauf genommen werden kann.

11.2.3 Plattenverstärkung Kragarm (P)

Bei einer unzureichenden Biegetragfähigkeit aufgrund einer zu geringen Bewehrungsmenge lässt sich der Querschnittswiderstand durch Einschlitzen der Plattenoberseite und Einbringung zusätzlicher Tragglieder (Bewehrung, CFK-Lamellen, Stahllaschen), d. h. durch eine Verstärkung der Biegezugzone nach dem Prinzip P1 erhöhen, Bild 98. Die statische Nutzhöhe im Anschnitt bleibt bei dieser Maßnahme nahezu unverändert.

Die statische Nutzhöhe lässt sich durch den Einsatz von Spritzbeton vergrößern, der auf der Plattenunterseite aufgebracht wird und schubfest an die Platte anzuschließen ist (Prinzip P2), Bild 99.

Eine Vergrößerung der statischen Nutzhöhe kann auch mit einem Ersatz des bestehenden Kragarms durch einen neuen Kragarm mit größerer Anschnittshöhe erreicht werden (Prinzip P3), Bild 100. Die vorhandene Einspannbewehrung sollte im Zuge der Maßnahme erhalten bleiben. Bei Bedarf kann zusätzliche Bewehrung nachträglich eingebaut werden.

Bei kurzen Kragarmen kommt auch die in Bild 101 dargestellte Maßnahme in Frage, bei der statt eines Kragarms eine Konsole als Ersatz für den abgebrochenen Kragarm dient. Die Nutzhöhe im Anschnitt kann auf diese Weise maximiert werden.

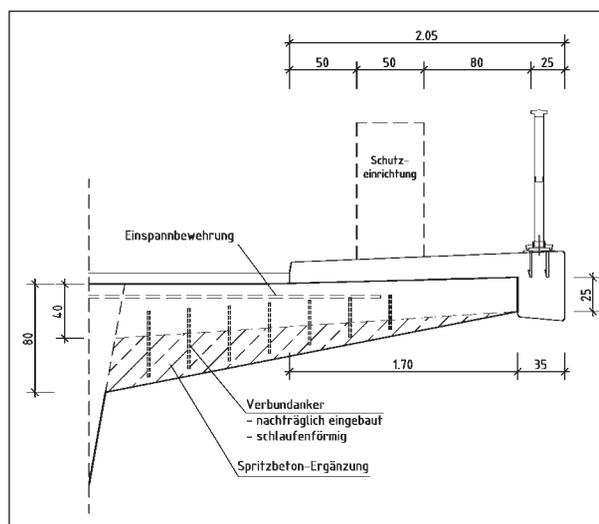


Bild 99: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung P2

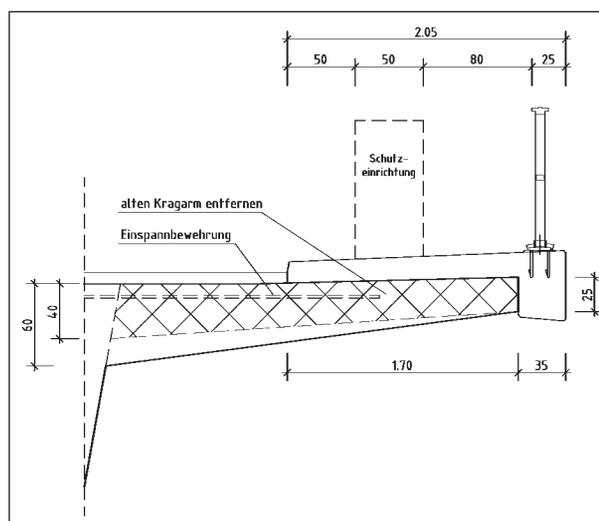


Bild 100: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung P3

Wenn das Bestandsbauwerk ohnehin schon über eine konsolartige Lösung verfügt (Bsp. in Bild 104 a)), sodass eine entsprechende Anschlussbewehrung im unteren Bereich der Konsole vorhanden ist, bietet sich eine Ertüchtigung nach dem Prinzip P3c an, siehe Bild 104 b). Das Prinzip der baulichen Trennung von Kappe und Kragarm wurde dabei umgesetzt.

Als weitere Alternative zur Ertüchtigung des Kragarms kommt eine externe Vorspannung in Frage, die mit Hilfe einer ergänzten Stahlkonstruktion aufgebracht wird (Prinzip P4), siehe Bild 102.

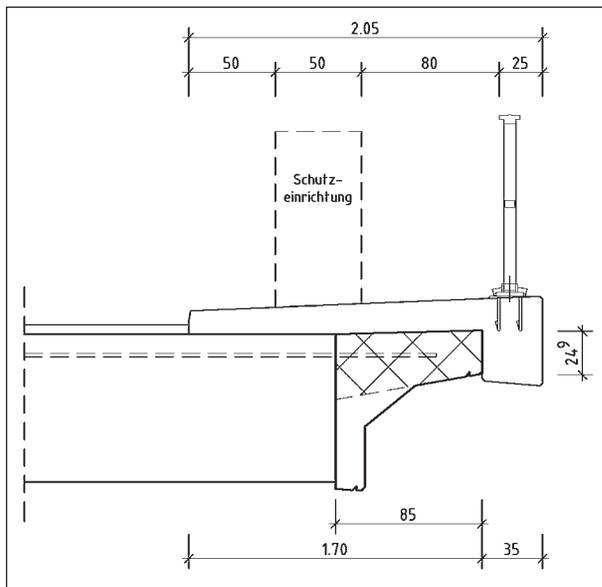


Bild 101: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung P3c

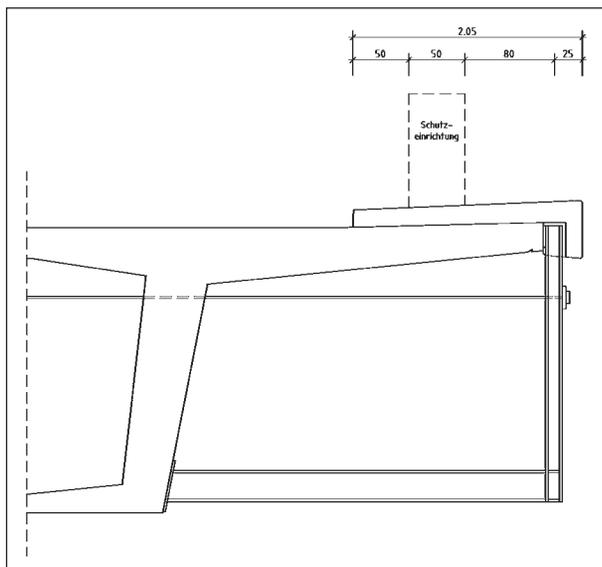


Bild 102: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung P4

11.2.4 Systemänderung (S)

Eine Unterstützung des Kragarms durch Konsolen in Ortbeton oder als Beton-Fertigteil, wie in Bild 103 dargestellt, führt zu einem veränderten statischen System. Vertikallasten am Kragarmende werden statt zum Anschnitt in die ergänzten Rippenkonstruktionen geleitet. Die Ausbildung des Gesimbsbalkens als Schürze hat nicht nur optische Vorteile, sondern verstärkt den Lastabtrag in Längsrichtung und sorgt für eine Kopplung der Rippen untereinander. Die Abstände der Konsolen richten sich nach den Bauteildimensionierungen und statischen Erfordernissen. Bei großen Querschnittshöhen wie beispielsweise bei Hohlkästen können Aussparungen in den Konsolen für eine Gewichtsreduzierung sorgen, vgl. Bild 103 c).

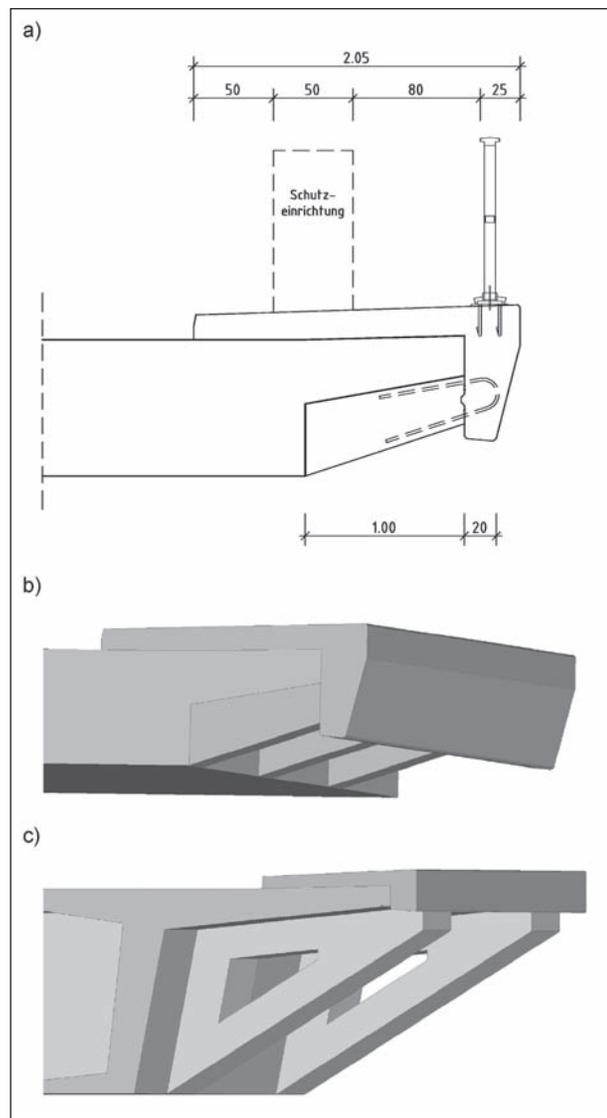


Bild 103: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung S1; a) Darstellung im Schnitt, b) Isometrie, c) Ausführung als aufgelöste Konstruktion

Gewichtsmäßig günstigere Lösungen ergeben sich unter Verwendung von Stahlkonstruktionen, wie in Bild 105 und Bild 106 (als Kombination mit K1c) dargestellt.

Eine Verstärkung der Kragarmkonstruktion kann auch durch eine Verbreiterung der Endquerträger zur Unterstützung der Kragplatten erreicht werden (Prinzip S3), siehe Bild 107. Die dafür notwendige Anschlussbewehrung ist nachträglich einzubauen. Diese Maßnahme bietet sich insbesondere bei Bemessungsdefiziten im Brückenendbereich an. Hier ergibt sich aufgrund der gestörten Lastverteilung

ein deutlicher Mehrbedarf an Biegebewehrung bei randnahen Laststellungen, vgl. Kapitel 9.2.4. Die vorhandene Querträgerbewehrung bei Bestandsbauwerken ist in der Regel ausreichend, um die zusätzlich eingeleiteten Lasten abtragen zu können.

Bei Tragfähigkeitsdefiziten im Brückenendbereich können auch die Maßnahmen P1 oder S1 als auf den Randbereich begrenzte Ertüchtigungsmaßnahmen angewendet werden. Die Unterstützungen können dabei wahlweise in der Lagerachse oder davor angeordnet werden. Durch eine Anordnung vor dem Widerlager (Größenordnung 2,0 bis 3,0 m,

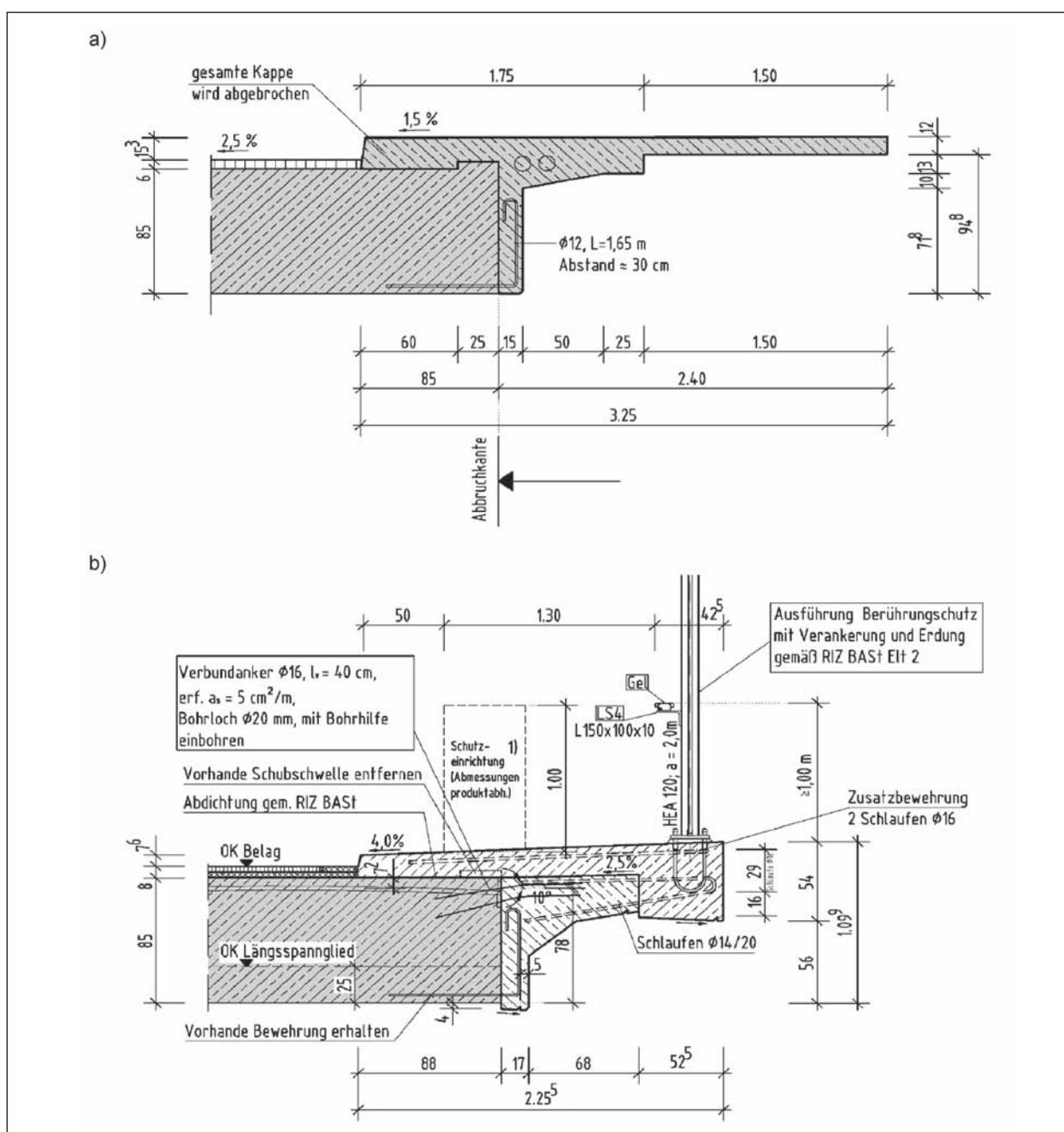


Bild 104: Beispiel für eine Ertüchtigungsmaßnahme nach dem Prinzip P2c; a) Ursprungssituation, b) Entwurf Ertüchtigung

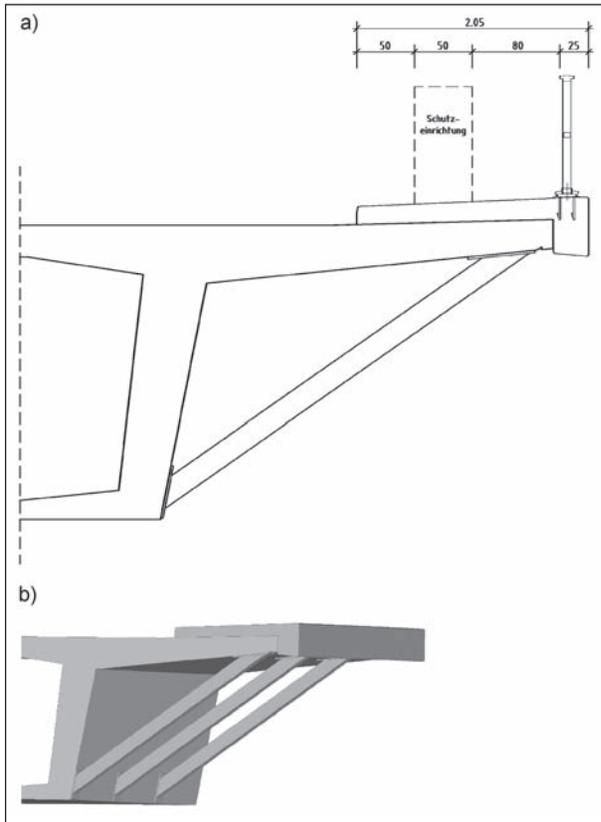


Bild 105: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung S2a; a) Darstellung im Schnitt, b) Isometrie

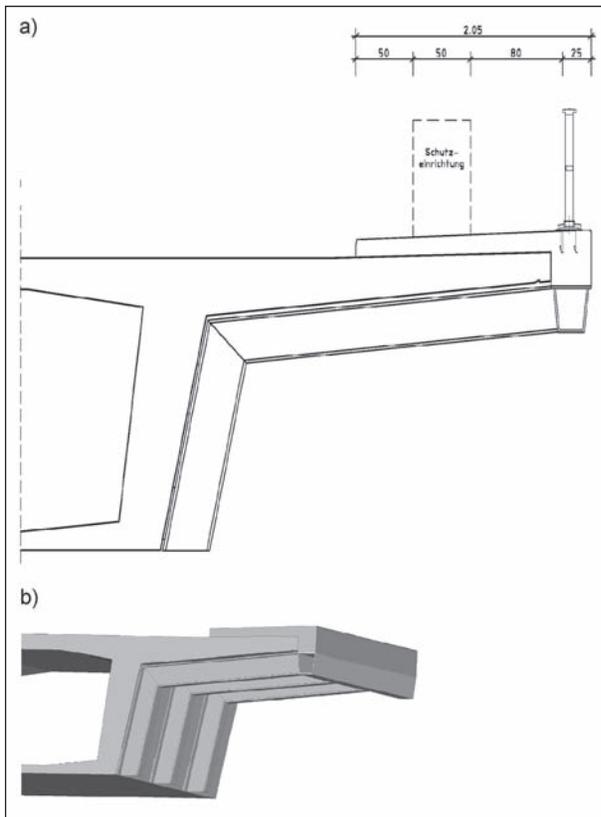


Bild 106: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung S2c; a) Darstellung im Schnitt, b) Isometrie

abhängig von Systemabmessungen) wird eine Einspannungswirkung des Gesimsbalkens erzeugt, da dessen vertikale Verformung vor und hinter dem Unterstützungspunkt durch die Kragplatte behindert ist. Je nach System und Abmessungen kann dies zu einer günstigeren Schnittkraftverteilung führen als bei einer Anordnung der Unterstützung am Brückenende.

Eine erhöhte Momententragfähigkeit der Kappen-Kragarmkonstruktion kann auch dadurch erreicht werden, dass Kappe und Kragarm gemeinsam zu einer Rahmentragwirkung aktiviert werden (Prinzip S4), siehe Bild 108. Die Rahmentragwirkung kann dadurch erzeugt werden, dass die Kappe in einem ausreichenden Abstand hinter der Einspannstelle mittels querfester Telleranker verankert wird. Durch die Übertragung des Anschlussmomentes an

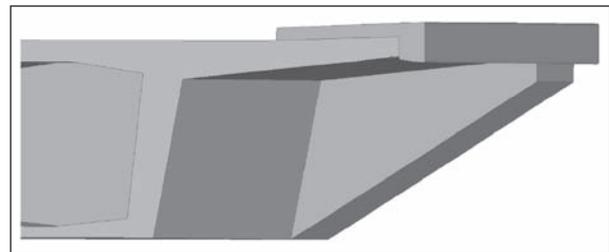


Bild 107: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung S3

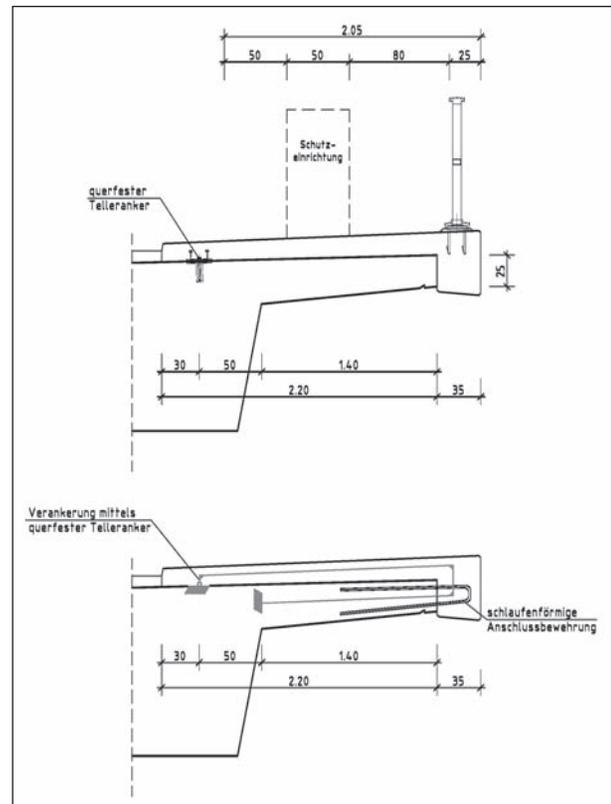


Bild 108: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung S4

der Kragarmspitze wird ein biegesteifer Anschluss als Voraussetzung für die Rahmentragwirkung sichergestellt. Die in Bild 108 dargestellte schlaufenförmige Anschlussbewehrung muss ggf. durch nachträglich eingebaute Bewehrung ersetzt bzw. ergänzt werden.

11.2.5 Externer Lastabtrag (E)

Ein weiteres Grundprinzip zur Entlastung der Kragarme von Bestandsbauwerken besteht darin, die Beanspruchungen aus Fahrzeuganprall extern abzutragen, beispielsweise mit Hilfe eines Unterstützungsträgers unterhalb der Kragarmspitze bzw. unterhalb des Gesimsbalkens. In Bild 109 ist eine solche Unterstützung der Kragplatte dargestellt. Die aufwärts gerichteten Pfeile in der isometrischen Darstellung in Bild 109 b) stehen für eine externe Auflagerung auf den Widerlagern oder auf gesonderten Zwischenauflagern. Die Steifigkeit der Unterstützungskonstruktion ist ausreichend groß zu wählen, um zu vermeiden, dass sich der Träger der Last infolge elastischer Verformungen entzieht.

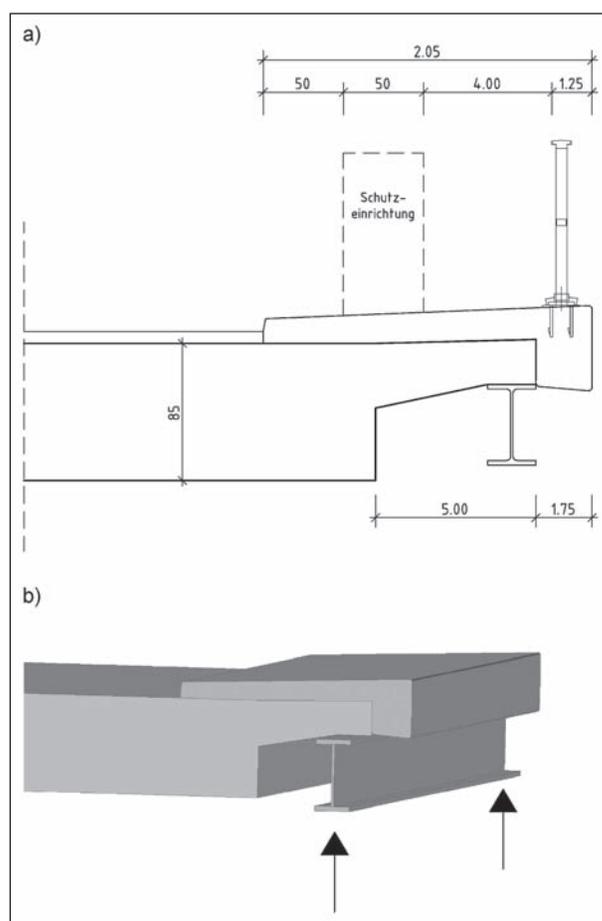


Bild 109: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung E1a; a) Darstellung im Schnitt, b) Isometrie

Die lastabtragende Wirkung des Unterstützungsträgers ist durch geeignete Maßnahmen sicherzustellen, bspw. durch die Aufbringung einer Vorspannung während der Montage unter Verwendung von Kapselpressen, die bspw. in den Drittelpunkten auf dem Unterstützungsträger angeordnet werden können. Durch den Verguss der Fuge zwischen Träger und Kragarm/Gesimsbalken im vorgespannten Zustand wird eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Unterstützungsträger und Bauwerk hergestellt. Dabei ist die Höhe der Vorspannung mit Vorsicht zu wählen, um Schädigungen im Kragarmanschnitt (Zug auf der Unterseite) zu vermeiden.

Bei Tragfähigkeitsdefiziten ausschließlich im Brückenendbereich, wo in etwa die doppelte Einspannbewehrung wie im Regelbereich erforderlich ist (vgl. Kapitel 9.2.4), besteht eine weitere Ertüchtigungsmöglichkeit darin, die Kappe am Brückenende mittels Steckträgern, die zwängungsfreie Relativverformungen zulassen, mit der Kappe auf der Flügelwand zu verbinden, um so einen direkten Abtrag von Vertikallasten zu ermöglichen und den Kragarm in diesem Bereich zu entlasten (Maßnahme E2). Die Steckträger können, wie in Bild 110 dargestellt, analog zu Gesimstraversen bei Fahrbahnübergängen in Lamellenbauweise hergestellt werden, wobei allerdings eine flügelwandseitige Einspannung des Steckträgers vorzusehen ist. Auf die Auflagerung der Lamellen auf dem Steckträger kann auch verzichtet werden. Für kurze Brücken mit Fahrbahnübergängen mit einem Dichtprofil gilt die Prinzipskizze in Bild 110 b). Die Konstruktion sollte sich in der Achse des Gesimsbalkens befinden, um die lokalen Beanspruchungen im Bereich des Steckträgeranschlusses bewehrungsmäßig direkt abtragen zu können.

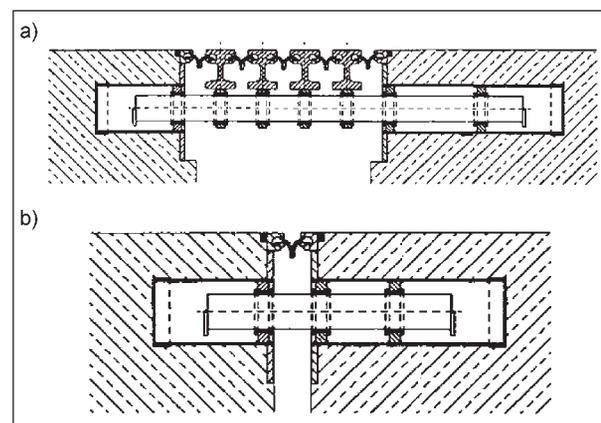


Bild 110: Maßnahmen zur Kragarmertüchtigung E2; a) mögliche Ausführung bei langen Brücken, b) Ausführung bei kurzen Brücken (modifizierte Konstruktionszeichnung der Firma Maurer und Söhne)

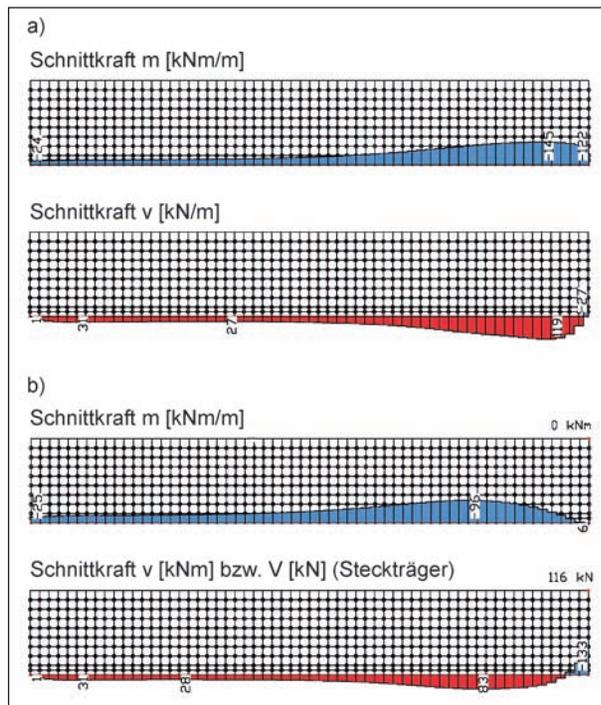


Bild 111: Numerische Untersuchung von Maßnahme E2 „Schnittgrößen am Kragarmschnitt“; a) ohne Berücksichtigung einer Ertüchtigung, b) unter Berücksichtigung eines Anschlusses der Kappe im Endbereich (vertikales Punktlager im Modell)

Vergleichsrechnungen zur Wirksamkeit der Maßnahme E2 (Bild 110) zeigen die entlastende Wirkung der Steckträgerverbindung im Falle randnaher Laststellungen. In Bild 111 sind Momenten- und Schubbeanspruchungen im Kragarmschnitt dargestellt, die sich bei einer Belastung im Endbereich unter Verwendung des alternativen Lastansatzes (Variante 1) ergeben. Die entsprechenden Lasten wurden mit einem Abstand von einem Meter zum Rand (entsprechend Bild 80) angesetzt. Zugrunde gelegt wurde ein 1,80 m langer Kragarm mit $h_0 = 25$ cm und $h_1 = 37,5$ cm unter Berücksichtigung von Kap 1 (vgl. Bild 72 c).

12 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Sichtung von Bestandsunterlagen und früherer Regelwerke im Hinblick auf die Kappenverankerung zeigt, dass bis in die siebziger Jahre die Ausbildung von Schubschwellen gängige Ausführungspraxis war. Erst danach wurde die Verankerung ausschließlich mittels Anschlussbewehrung hergestellt. Bei einer Vielzahl der heutzutage instand zu setzenden Bauwerke werden daher Schubschwellen

gefunden. Allerdings ist die Ausführungsqualität von Schubschwellen im Bestand in den meisten Fällen so mangelhaft, dass sie unter statischen Gesichtspunkten als unbrauchbar einzustufen sind. So zeigt die durchgeführte Parameterstudie zur Kappenverankerung zwar den positiven Effekt einer vertikalen Schubschwelle. Aufgrund der allgemein mangelhaften Ausführungsqualität wird jedoch empfohlen, auf eine planmäßige Weiternutzung bestehender Schwellen zur Verankerung der Kappe auf dem Bauwerk zu verzichten.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Parameterstudie wird stattdessen eine kombinierte Lösung mit Anschlussbewehrung an der Kragarmspitze und der gleichzeitigen Anordnung von Tellerankern empfohlen. Dabei sollten statt einachsig verschieblicher Anker grundsätzlich allseits verschiebliche Anker verwendet werden, um die Gefahr von Ankerbrüchen infolge von Zwangsbeanspruchungen bspw. aus Temperaturdifferenzen zwischen Kappe und Fahrbahnplatte zu vermeiden. Die Verwendung allseits verschieblicher Anker gewährleistet dabei einen Kappenanschluss, der durch die plastische Verformbarkeit der Anschlussbewehrung ausreichende Duktilität besitzt, um eine möglichst weitläufige Verteilung der Anpralllasten zu ermöglichen. Eine solche Lastverteilung ist anzustreben, um die Kragarmbeanspruchungen gering zu halten. Mit Reduzierung der Kappenbreite nimmt der Hebelarm der vertikalen Zugkraft in den Tellerankern ab. Dadurch erhöht sich bei gleichem einwirkendem Moment der Bedarf an Tellerankern.

Unter Ansatz der Anpralllasten nach DIN-Fachbericht wurden Berechnungen zur Kragarmbemessung durchgeführt, wobei sowohl ein in der Bemessungspraxis allgemein übliches Handrechenverfahren als auch stofflich lineare und nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungsmethoden angewandt wurden. Die rechnerischen Untersuchungen zielten darauf ab, Tragreserven zu quantifizieren, die sich unter Verwendung realistischer numerischer Modelle mit hohem Detaillierungsgrad ergeben. Das daraus resultierende Einsparpotenzial der erforderlichen Bewehrung am Kragarmschnitt ist insbesondere bei der Bewertung von Bestandsbauwerken von Bedeutung.

Den mit Hilfe der o. g. Parameterstudie erarbeiteten Lösungsvorschlag zur standardmäßigen Kappenverankerung zugrundelegend, wurden vor diesem Hintergrund FE-Modelle mit expliziter Modellierung der Randkappen erstellt. Dabei wurden sowohl die

Telleranker zur Aufnahme des Kippmomentes (allseits verschieblich) als auch der Bewehrungsanschluss zwischen Gesimsbalken und Kragarm numerisch umgesetzt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich bei Anwendung genauerer Berechnungsmethoden signifikante Systemreserven mobilisieren lassen. Die Berücksichtigung der Kappe im numerischen Modell wirkt sich erwartungsgemäß günstig auf das Systemverhalten aus. Die erforderliche Bewehrungsmenge reduziert sich signifikant. Dieser Effekt ist auf die lastverteilende Wirkung der Kappe zurückzuführen. Mit Hilfe stofflich nichtlinearer Ansätze lassen sich insbesondere bei weichen Systemen (geringere Querschnittshöhe, längere Kragplatte) weitere Einspareffekte erzielen.

Bei dem verwendeten Lastansatz nach DIN-Fachbericht sind Anpralllasten als konzentrierte horizontale Schneidenlast mit einer Länge von 0,5 m und einer Lastangriffshöhe von mindestens 1,0 m über OK-Kappe in Verbindung mit einer ebenfalls als Schneidenlast anzusetzenden vertikalen Einzellast aufzubringen. Es handelt sich hierbei um eine idealisierte Lastbeschreibung, die darauf abzielt, eine robuste Bauweise im Hinblick auf Fahrzeuganprall zu gewährleisten. Zur Verwendung im Rahmen einer detaillierten numerischen Berechnung ist sie nur begrenzt geeignet, wie sich im Rahmen der numerischen Untersuchungen gezeigt hat.

Da bei der Umrüstung bestehender Brücken auf moderne Schutzsysteme ein Abtrag der Anpralllasten nach DIN-FB häufig nicht nachweisbar ist, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens eine Alternative zu dem vorliegenden Ansatz entwickelt. Grundlage für die Herleitung des alternativen Lastansatzes waren dabei Messergebnisse aus fünf Anprallversuchen (2 x Stahl H2; Stahl H4b; Beton H2; Beton H4b). Das Ziel der Messdatenauswertung war die Identifikation bemessungsrelevanter Beanspruchungssituationen für die Kragarmbemessung. Abweichend von den bisherigen Auswertemethoden wurden dabei ausschließlich Lasten kombiniert, die zur gleichen Zeit und am gleichen Ort auftreten.

Die Auswertung zeigt, dass die Biegebeanspruchung des Kragarms weitestgehend von den vertikalen Einwirkungen dominiert wird, wobei sich eine deutliche Abhängigkeit der maximal gemessenen Vertikalbeanspruchung von der Fahrzeugmasse darstellt. Außerdem zeigen die Auswertungsergebnisse, dass der Hebelarm der Horizontallast mit einem Mindestwert von 1,0 m tendenziell überschätzt wird.

Aufbauend auf den Auswertungsergebnissen wurde ein alternativer Lastansatz entwickelt, bei dem die Biegebeanspruchung des Kragarms hauptsächlich durch ausmittig angreifende Vertikallasten abgebildet und der Horizontallast deutlich weniger Gewicht beigemessen wird. Vorgeschlagen wird dabei eine Anpassung an konkrete im Eurocode (DIN EN 1991-2, Tabelle 4.6) vorgegebene Fahrzeugtypen.

Im Rahmen des Lastansatzes werden zwei Fahrzeugachsen mit jeweils 120 kN Achslast am äußeren Rand des Kragarms platziert. Zur Berücksichtigung extremer Längsneigungs-, Roll- und Gierbewegungen, die im Zuge der Versuchsauswertung beobachtet wurden und die im Extremfall eine Konzentration der gesamten Fahrzeugmasse auf einzelne Räder zur Folge haben, sieht der alternative Lastansatz eine Konzentration der beiden o. a. Achslasten auf jeweils ein Rad vor. Gleichzeitig wird eine Horizontalgesamtlast von 150 kN angesetzt, die auf OK-Kappe angreift und während des Anprallvorgangs auftretende Reibeffekte des Reifens oder der Betongleitwand abbildet.

Der alternative Lastansatz ist sowohl auf Stahlsysteme als auch auf Betonsysteme anwendbar. Insbesondere für die Stahlsysteme stellt der Ansatz eine mechanisch plausible Abbildung des Anprallvorgangs dar, da hier die anprallenden Fahrzeuge zwar durch die Zugbandwirkung zurückgehalten werden, jedoch aufgrund der großen Holmverformungen teils beträchtliche Exzentrizitäten erreichen, die mit randnahen Radstellungen verbunden sind. Bei Betonsystemen stellt sich das Lastabtragungsverhalten grundsätzlich ähnlich dar. Allerdings ist mit einer örtlich konzentrierteren Lasteinleitung zu rechnen, verbunden mit laststeigernden dynamischen Effekten.

Im Rahmen der Anprallversuche wurden bei einigen H4b-Systemen im Vergleich zu den übrigen H4b-Systemen überdurchschnittlich hohe Momentenbeanspruchungen des Versuchsstandes gemessen. Um dieses ungünstigere Systemverhalten zu berücksichtigen, wird für H4b-Systeme die Einführung systemabhängiger Lasterhöhungsfaktoren vorgeschlagen, mit denen jeweils sowohl die Horizontal- als auch die Vertikalkomponente des alternativen Lastansatzes zu beaufschlagen ist.

Der Vorschlag für einen alternativen Lastansatz wurde im Rahmen weiterführender numerischer Berechnungen eingesetzt, um seinen Einfluss auf

die Kragarmbemessung genauer zu untersuchen. Mit Hilfe der FE-Rechnungen wurde insbesondere die sich günstig auswirkende lastverteilende Wirkung der Kappe und des Gesimbsbalkens berücksichtigt. Es wurden sowohl die Nachweise zur Biegebemessung als auch zur Schubbemessung am Kragarmanschnitt betrachtet, wobei zum einen die allgemeine Bemessungssituation im Bereich der Brückenmitte (ungestörter Bereich), zum anderen die spezielle Situation am Brückenende (gestörte Lastverteilung) näher untersucht wurde.

Der Lastansatz liefert im Vergleich zum DIN-FB-Ansatz gerade bei kurzen Kragarmen günstigere Ergebnisse. Dies ist auf die unterschiedlichen Hebelarmansätze beim Lasteintrag in Verbindung mit der sich einstellenden Lastverteilung zurückzuführen.

Die Schubbemessung erweist sich unter Annahme üblicher Kragarmabmessungen als unkritisch im Hinblick auf den alternativen Lastansatz, vorausgesetzt, dass die Nachweise nach DIN-Fachbericht unter Regelbelastung erfüllt sind.

Von der Annahme ausgehend, dass außenstehende vertikale Lasten den Anprallvorgang dominieren, wurden abschließend Maßnahmen zur Kragarmverstärkung erarbeitet, die den Abtrag entsprechender Vertikalbeanspruchungen sicherstellen. Die Kurzbezeichnungen der einzelnen Maßnahmen unterliegen dabei einer systematischen Einteilung, wobei zwischen Kappensonderkonstruktionen (K), Kragplattenverstärkungen (P), Systemänderungen (S) und Ergänzungskonstruktionen zum externen Lastabtrag (E) unterschieden wird.

13 Folgerungen für die Praxis

Erfahrungen aus der Praxis bei der Prüfung von statischen Nachweisen im Zuge von Instandsetzungsmaßnahmen zeigen, dass häufig Unsicherheit hinsichtlich Entwurf und Bemessung geeigneter und wirtschaftlicher Lösungen zur Kappenverankerung herrscht. Die entwickelte Standardlösung zur Kappenverankerung mit Tellerankern und Anschlussbewehrung in Verbindung mit der Darstellung der Bemessungsmethodik bietet hier Orientierungsmöglichkeit. Ebenso liefert die systematische Zusammenstellung und zeichnerische Darstellung von Maßnahmen zur Kragarmverstärkung hilfreiche Hinweise und Vorlagen für den mit Instandsetzungsaufgaben betrauten Ingenieur.

Zur rechnerischen Dimensionierung entsprechender Verstärkungsmaßnahmen können dabei die aus Finite-Elemente-Berechnungen abgeleiteten Bemessungsdiagramme verwendet werden. Sie liefern Kragarmmomente und -normalkräfte infolge Fahrzeuganprall für ein breites Spektrum unterschiedlicher Kragplattenabmessungen. Die zugrunde liegenden FEM-Modelle und Berechnungsmethoden werden eingehend beschrieben und erläutert, sodass die Reproduzierbarkeit bzw. Übertragbarkeit auf abweichende Randbedingungen sichergestellt ist.

Von besonderer praktischer Bedeutung ist der neu entwickelte Lastansatz zur Abbildung von Anpralllasten, der eine Alternative zum Ansatz nach DIN-FB darstellt und insbesondere bei kurzen Kragarmen geringere Beanspruchungen im Anschnitt hervorruft.

14 Berechnungen (Parameterstudie)

Nachfolgend sind die im Rahmen der Parameterstudie zur Kappenverankerung durchgeführten Berechnungen dokumentiert.

Untersuchtes System: Typ 1

Einwirkung aus FRS		Widerstand Anker		Systemabmessungen	
G_{SE}	1,0 kN/m (Eigengewicht)	$N_{St,Anker}$	36,0 kN/Anker	b_1	0,35 m
H'_{SE}	61,6 kN	Zulässige Spannung Bewehrungsstahl		b_2	variabel
M'_{SE}	19,5 kNm	f_{yk}	50 kN/cm ²	e_1	1,00 m
Abstand der Pfosten: 1,33 m		Wichte Beton		e_2	variabel (abhängig von b_2)
H_{SE}	46,3 kN/m	γ_{Beton}	25 kN/m ³	e_3	0,40 m
M_{SE}	13,9 kNm/m			e_4	variabel (abhängig von b_2)
Eigengewicht Geländer				d	0,25 m
$G_{Geländer}$	0,0 kN/m (Annahme: mittig auf Gesimsbalken)			h_1	0,18 m
				h_2	0,48 m

Beanspruchungen bezogen auf OK Kragarm / Außenkante Kragarm

b_2 m	e_2 m	G_1 kN/m	Hebel m	$G_{Geländer}$ kN/m	Hebel m	G_2 kN/m	Hebel m	H_{se} kN/m	Hebel m	Mse kNm/m	Gse kN/m	Hebel m	$M_{0,ges}$ kNm/m
0,65	0,00	4,20	0,175	0,0	0,175	2,93	-0,33	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	21,38
0,75	0,10	4,20	0,175	0,0	0,175	3,38	-0,38	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	21,07
0,85	0,20	4,20	0,175	0,0	0,175	3,83	-0,43	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	20,71
0,95	0,30	4,20	0,175	0,0	0,175	4,28	-0,48	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	20,30
1,05	0,40	4,20	0,175	0,0	0,175	4,73	-0,53	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	19,85
1,15	0,50	4,20	0,175	0,0	0,175	5,18	-0,58	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	19,36
1,25	0,60	4,20	0,175	0,0	0,175	5,63	-0,63	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	18,82
1,35	0,70	4,20	0,175	0,0	0,175	6,08	-0,68	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	18,23
1,45	0,80	4,20	0,175	0,0	0,175	6,53	-0,73	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	17,60
1,55	0,90	4,20	0,175	0,0	0,175	6,98	-0,78	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	16,93
1,65	1,00	4,20	0,175	0,0	0,175	7,43	-0,83	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	16,21
1,75	1,10	4,20	0,175	0,0	0,175	7,88	-0,88	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	15,44
1,85	1,20	4,20	0,175	0,0	0,175	8,33	-0,93	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	14,63
1,95	1,30	4,20	0,175	0,0	0,175	8,78	-0,98	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	13,78
2,05	1,40	4,20	0,175	0,0	0,175	9,23	-1,03	46,3	0,18	13,9	1,0	-0,65	12,88

Ohne Schubswelle

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern							Verankerung mit Bewehrung							
b_2 m	b_{ges} m	H_{se} kN/m	$M_{0,ges}$ kNm/m	e_{st} m	ΔM kNm/m	M_{ges} kNm/m	e_t m	Z kN/m	n_{Anker} Stck/m	ϕ_{Anker} m	erf. As cm ² /m	e_{st} m	ΔM kNm/m	M_{ges} kNm/m	e_{bew} m	ΔH_{bew} kN/m	$H_{bew,ges}$	erf. As cm ² /m
0,65	1,00	46,3	21,38	0,125	5,79	27,17	0,25	108,68	3,02	0,33	0,93	0,04	1,85	23,23	0,16	145,21	191,53	3,83
0,75	1,10	46,3	21,07	0,125	5,79	26,86	0,35	76,73	2,13	0,47	0,93	0,04	1,85	22,92	0,16	143,24	189,56	3,79
0,85	1,20	46,3	20,71	0,125	5,79	26,50	0,45	58,88	1,64	0,61	0,93	0,04	1,85	22,56	0,16	140,99	187,31	3,75
0,95	1,30	46,3	20,30	0,125	5,79	26,09	0,55	47,44	1,32	0,76	0,93	0,04	1,85	22,15	0,16	138,46	184,78	3,70
1,05	1,40	46,3	19,85	0,125	5,79	25,64	0,65	39,45	1,10	0,91	0,93	0,04	1,85	21,70	0,16	135,65	181,96	3,64
1,15	1,50	46,3	19,36	0,125	5,79	25,15	0,75	33,53	0,93	1,07	0,93	0,04	1,85	21,21	0,16	132,55	178,87	3,58
1,25	1,60	46,3	18,82	0,125	5,79	24,61	0,85	28,95	0,80	1,24	0,93	0,04	1,85	20,67	0,16	129,18	175,49	3,51
1,35	1,70	46,3	18,23	0,125	5,79	24,02	0,95	25,28	0,70	1,42	0,93	0,04	1,85	20,08	0,16	125,52	171,84	3,44
1,45	1,80	46,3	17,60	0,125	5,79	23,39	1,05	22,28	0,62	1,62	0,93	0,04	1,85	19,45	0,16	121,59	167,90	3,36
1,55	1,90	46,3	16,93	0,125	5,79	22,72	1,15	19,75	0,55	1,82	0,93	0,04	1,85	18,78	0,16	117,37	163,68	3,27
1,65	2,00	46,3	16,21	0,125	5,79	22,00	1,25	17,60	0,49	2,05	0,93	0,04	1,85	18,06	0,16	112,87	159,18	3,18
1,75	2,10	46,3	15,44	0,125	5,79	21,23	1,35	15,73	0,44	2,29	0,93	0,04	1,85	17,29	0,16	108,09	154,40	3,09
1,85	2,20	46,3	14,63	0,125	5,79	20,42	1,45	14,08	0,39	2,56	0,93	0,04	1,85	16,48	0,16	103,02	149,34	2,99
1,95	2,30	46,3	13,78	0,125	5,79	19,57	1,55	12,62	0,35	2,85	0,93	0,04	1,85	15,63	0,16	97,68	143,99	2,88
2,05	2,40	46,3	12,88	0,125	5,79	18,67	1,65	11,31	0,31	3,18	0,93	0,04	1,85	14,73	0,16	92,05	138,37	2,77

Vertikale Schubswelle

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern							Verankerung mit Bewehrung							
b_2 m	b_{ges} m	H_{se} kN/m	$M_{0,ges}$ kNm/m	e_{st} m	ΔM kNm/m	M_{ges} kNm/m	e_t m	Z kN/m	n_{Anker} Stck/m	ϕ_{Anker} m	erf. As cm ² /m	e_{st} m	ΔM kNm/m	M_{ges} kNm/m	e_{bew} m	ΔH_{bew} kN/m	$H_{bew,ges}$	erf. As cm ² /m
0,65	1,00	46,3	21,38	-0,025	-1,16	20,22	0,25	80,89	2,25	0,45	-	-0,025	-1,16	20,22	0,11	183,85	183,85	3,68
0,75	1,10	46,3	21,07	-0,025	-1,16	19,91	0,35	56,88	1,58	0,63	-	-0,025	-1,16	19,91	0,11	180,98	180,98	3,62
0,85	1,20	46,3	20,71	-0,025	-1,16	19,55	0,45	43,44	1,21	0,83	-	-0,025	-1,16	19,55	0,11	177,71	177,71	3,55
0,95	1,30	46,3	20,30	-0,025	-1,16	19,14	0,55	34,81	0,97	1,03	-	-0,025	-1,16	19,14	0,11	174,03	174,03	3,48
1,05	1,40	46,3	19,85	-0,025	-1,16	18,69	0,65	28,76	0,80	1,25	-	-0,025	-1,16	18,69	0,11	169,94	169,94	3,40
1,15	1,50	46,3	19,36	-0,025	-1,16	18,20	0,75	24,26	0,67	1,48	-	-0,025	-1,16	18,20	0,11	165,44	165,44	3,31
1,25	1,60	46,3	18,82	-0,025	-1,16	17,66	0,85	20,77	0,58	1,73	-	-0,025	-1,16	17,66	0,11	160,53	160,53	3,21
1,35	1,70	46,3	18,23	-0,025	-1,16	17,07	0,95	17,97	0,50	2,00	-	-0,025	-1,16	17,07	0,11	155,21	155,21	3,10
1,45	1,80	46,3	17,60	-0,025	-1,16	16,44	1,05	15,66	0,44	2,30	-	-0,025	-1,16	16,44	0,11	149,48	149,48	2,99
1,55	1,90	46,3	16,93	-0,025	-1,16	15,77	1,15	13,71	0,38	2,63	-	-0,025	-1,16	15,77	0,11	143,35	143,35	2,87
1,65	2,00	46,3	16,21	-0,025	-1,16	15,05	1,25	12,04	0,33	2,99	-	-0,025	-1,16	15,05	0,11	136,80	136,80	2,74
1,75	2,10	46,3	15,44	-0,025	-1,16	14,28	1,35	10,58	0,29	3,40	-	-0,025	-1,16	14,28	0,11	129,85	129,85	2,60
1,85	2,20	46,3	14,63	-0,025	-1,16	13,47	1,45	9,29	0,26	3,87	-	-0,025	-1,16	13,47	0,11	122,48	122,48	2,45
1,95	2,30	46,3	13,78	-0,025	-1,16	12,62	1,55	8,14	0,23	4,42	-	-0,025	-1,16	12,62	0,11	114,71	114,71	2,29
2,05	2,40	46,3	12,88	-0,025	-1,16	11,72	1,65	7,10	0,20	5,07	-	-0,025	-1,16	11,72	0,11	106,53	106,53	2,13

Schräge Schubschwelle, $\mu = 1,0$

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern							Verankerung mit Bewehrung							
b_2	b_{ges}	H_{se}	$M_{0,RES}$	e_1	ΔM	M_{ges}	e_4	Z	n_{Anker}	θ_{Anker}	erf. As	e_1	ΔM	M_{ges}	e_{bew}	ΔH_{bew}	$H_{bew,ges}$	erf. As
m	m	kN/m	kNm/m	m	kNm/m	kNm/m	m	kN/m	Stck/m	m	cm ² /m	m	kNm/m	kNm/m	m	kN/m	m	cm ² /m
0,65	1,00	46,3	21,38	-0,05	-2,32	19,07	0,25	76,26	2,12	0,47	-	-0,05	-2,32	19,07	0,11	173,32	173,32	3,47
0,75	1,10	46,3	21,07	-0,05	-2,32	18,75	0,35	53,57	1,49	0,67	-	-0,05	-2,32	18,75	0,11	170,46	170,46	3,41
0,85	1,20	46,3	20,71	-0,05	-2,32	18,39	0,45	40,87	1,14	0,88	-	-0,05	-2,32	18,39	0,11	167,18	167,18	3,34
0,95	1,30	46,3	20,30	-0,05	-2,32	17,99	0,55	32,70	0,91	1,10	-	-0,05	-2,32	17,99	0,11	163,50	163,50	3,27
1,05	1,40	46,3	19,85	-0,05	-2,32	17,54	0,65	26,98	0,75	1,33	-	-0,05	-2,32	17,54	0,11	159,41	159,41	3,19
1,15	1,50	46,3	19,36	-0,05	-2,32	17,04	0,75	22,72	0,63	1,58	-	-0,05	-2,32	17,04	0,11	154,91	154,91	3,10
1,25	1,60	46,3	18,82	-0,05	-2,32	16,50	0,85	19,41	0,54	1,85	-	-0,05	-2,32	16,50	0,11	150,00	150,00	3,00
1,35	1,70	46,3	18,23	-0,05	-2,32	15,92	0,95	16,75	0,47	2,15	-	-0,05	-2,32	15,92	0,11	144,68	144,68	2,89
1,45	1,80	46,3	17,60	-0,05	-2,32	15,29	1,05	14,56	0,40	2,47	-	-0,05	-2,32	15,29	0,11	138,96	138,96	2,78
1,55	1,90	46,3	16,93	-0,05	-2,32	14,61	1,15	12,70	0,35	2,83	-	-0,05	-2,32	14,61	0,11	132,82	132,82	2,66
1,65	2,00	46,3	16,21	-0,05	-2,32	13,89	1,25	11,11	0,31	3,24	-	-0,05	-2,32	13,89	0,11	126,27	126,27	2,53
1,75	2,10	46,3	15,44	-0,05	-2,32	13,13	1,35	9,72	0,27	3,70	-	-0,05	-2,32	13,13	0,11	119,32	119,32	2,39
1,85	2,20	46,3	14,63	-0,05	-2,32	12,32	1,45	8,49	0,24	4,24	-	-0,05	-2,32	12,32	0,11	111,96	111,96	2,24
1,95	2,30	46,3	13,78	-0,05	-2,32	11,46	1,55	7,39	0,21	4,87	-	-0,05	-2,32	11,46	0,11	104,18	104,18	2,08
2,05	2,40	46,3	12,88	-0,05	-2,32	10,56	1,65	6,40	0,18	5,62	-	-0,05	-2,32	10,56	0,11	96,00	96,00	1,92

Schräge Schubschwelle, $\mu = 0$

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern							Verankerung mit Bewehrung									
b_2	b_{ges}	H_{se}	$M_{0,RES}$	e_1	e_v	ΔM	M_{ges}	e_4	Z	n_{Anker}	θ_{Anker}	erf. As	e_1	e_v	ΔM	M_{ges}	e_{bew}	ΔH_{bew}	$H_{bew,ges}$	erf. As
m	m	kN/m	kNm/m	m	m	kNm/m	kNm/m	m	kN/m	Stck/m	m	cm ² /m	m	m	kNm/m	kNm/m	m	kN/m	m	cm ² /m
0,65	1,00	46,3	21,38	-0,05	0,25	9,263158	30,64	0,25	122,58	3,40	0,29	-	-0,05	0,25	9,263158	30,64	0,11	278,58	278,58	5,57
0,75	1,10	46,3	21,07	-0,05	0,25	9,263158	30,33	0,35	86,65	2,41	0,42	-	-0,05	0,25	9,263158	30,33	0,11	275,72	275,72	5,51
0,85	1,20	46,3	20,71	-0,05	0,25	9,263158	29,97	0,45	66,60	1,85	0,54	-	-0,05	0,25	9,263158	29,97	0,11	272,45	272,45	5,45
0,95	1,30	46,3	20,30	-0,05	0,25	9,263158	29,56	0,55	53,75	1,49	0,67	-	-0,05	0,25	9,263158	29,56	0,11	268,76	268,76	5,38
1,05	1,40	46,3	19,85	-0,05	0,25	9,263158	29,11	0,65	44,79	1,24	0,80	-	-0,05	0,25	9,263158	29,11	0,11	264,67	264,67	5,29
1,15	1,50	46,3	19,36	-0,05	0,25	9,263158	28,62	0,75	38,16	1,06	0,94	-	-0,05	0,25	9,263158	28,62	0,11	260,17	260,17	5,20
1,25	1,60	46,3	18,82	-0,05	0,25	9,263158	28,08	0,85	33,03	0,92	1,09	-	-0,05	0,25	9,263158	28,08	0,11	255,26	255,26	5,11
1,35	1,70	46,3	18,23	-0,05	0,25	9,263158	27,49	0,95	28,94	0,80	1,24	-	-0,05	0,25	9,263158	27,49	0,11	249,95	249,95	5,00
1,45	1,80	46,3	17,60	-0,05	0,25	9,263158	26,86	1,05	25,58	0,71	1,41	-	-0,05	0,25	9,263158	26,86	0,11	244,22	244,22	4,88
1,55	1,90	46,3	16,93	-0,05	0,25	9,263158	26,19	1,15	22,77	0,63	1,58	-	-0,05	0,25	9,263158	26,19	0,11	238,08	238,08	4,76
1,65	2,00	46,3	16,21	-0,05	0,25	9,263158	25,47	1,25	20,38	0,57	1,77	-	-0,05	0,25	9,263158	25,47	0,11	231,54	231,54	4,63
1,75	2,10	46,3	15,44	-0,05	0,25	9,263158	24,70	1,35	18,30	0,51	1,97	-	-0,05	0,25	9,263158	24,70	0,11	224,58	224,58	4,49
1,85	2,20	46,3	14,63	-0,05	0,25	9,263158	23,89	1,45	16,48	0,46	2,18	-	-0,05	0,25	9,263158	23,89	0,11	217,22	217,22	4,34
1,95	2,30	46,3	13,78	-0,05	0,25	9,263158	23,04	1,55	14,86	0,41	2,42	-	-0,05	0,25	9,263158	23,04	0,11	209,45	209,45	4,19
2,05	2,40	46,3	12,88	-0,05	0,25	9,263158	22,14	1,65	13,42	0,37	2,68	-	-0,05	0,25	9,263158	22,14	0,11	201,26	201,26	4,03

Untersuchtes System: Typ 2

Einwirkung aus FRS

G_{SE}	1,0 kN/m	(Eigengewicht)
H'_{SE}	93,5 kN	
M'_{SE}	26,6 kNm	
Abstand der Pfosten:	1,33 m	
H_{SE}	70,3 kN/m	
M_{SE}	20,0 kNm/m	

Widerstand Anker

$N_{Rd,Anker}$ 36,0 kN/Anker

Zulässige Spannung Bewehrungsstahl

f_{yk} 50 kN/cm²

Wichte Beton

γ_{Beton} 25 kN/m³

Systemabmessungen

b_1	0,35 m	d	0,25 m
b_2	variabel	h_1	0,18 m
e_1	1,00 m	h_2	0,48 m
e_2	variabel (abhängig von b_2)		
e_3	0,40 m		
e_4	variabel (abhängig von b_2)		

Eigengewicht Geländer

$G_{Geländer}$ 0,0 kN/m (Annahme: mittig auf Gesimsbalken)

Beanspruchungen bezogen auf OK Kragarm / Außenkante Kragarm

b_2	e_2	G_1	Hebel	$G_{Geländer}$	Hebel	G_2	Hebel	H_{se}	Hebel	Mse	Gse	Hebel	$M_{0,RES}$
m	m	kN/m	m	kN/m	m	kN/m	m	kN/m	m	kNm/m	kN/m	m	kNm/m
0,65	0,00	4,20	0,175	0,0	0,175	2,93	-0,33	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	31,79
0,75	0,10	4,20	0,175	0,0	0,175	3,38	-0,38	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	31,47
0,85	0,20	4,20	0,175	0,0	0,175	3,83	-0,43	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	31,11
0,95	0,30	4,20	0,175	0,0	0,175	4,28	-0,48	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	30,71
1,05	0,40	4,20	0,175	0,0	0,175	4,73	-0,53	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	30,26
1,15	0,50	4,20	0,175	0,0	0,175	5,18	-0,58	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	29,76
1,25	0,60	4,20	0,175	0,0	0,175	5,63	-0,63	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	29,22
1,35	0,70	4,20	0,175	0,0	0,175	6,08	-0,68	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	28,64
1,45	0,80	4,20	0,175	0,0	0,175	6,53	-0,73	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	28,01
1,55	0,90	4,20	0,175	0,0	0,175	6,98	-0,78	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	27,33
1,65	1,00	4,20	0,175	0,0	0,175	7,43	-0,83	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	26,61
1,75	1,10	4,20	0,175	0,0	0,175	7,88	-0,88	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	25,85
1,85	1,20	4,20	0,175	0,0	0,175	8,33	-0,93	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	25,04
1,95	1,30	4,20	0,175	0,0	0,175	8,78	-0,98	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	24,18
2,05	1,40	4,20	0,175	0,0	0,175	9,23	-1,03	70,3	0,18	20,0	1,0	-0,65	23,28

Ohne Schubschwelle

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern						Verankerung mit Bewehrung								
b ₂ m	b _{ges} m	H _{se} kN/m	M _{0,ges} kNm/m	e _{ti} m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _s m	Z kN/m	n _{Anker} Stck/m	φ _{Anker} m	erf. As cm ² /m	e _{ti} m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _{bew} m	ΔH _{bew} kN/m	H _{bew,ges}	erf. As cm ² /m
0,65	1,00	70,3	31,79	0,125	8,79	40,58	0,25	162,30	4,51	0,22	1,41	0,04	2,81	34,60	0,16	216,25	286,55	5,73
0,75	1,10	70,3	31,47	0,125	8,79	40,26	0,35	115,03	3,20	0,31	1,41	0,04	2,81	34,29	0,16	214,28	284,59	5,69
0,85	1,20	70,3	31,11	0,125	8,79	39,90	0,45	88,67	2,46	0,41	1,41	0,04	2,81	33,93	0,16	212,03	282,34	5,65
0,95	1,30	70,3	30,71	0,125	8,79	39,50	0,55	71,81	1,99	0,50	1,41	0,04	2,81	33,52	0,16	209,50	279,80	5,60
1,05	1,40	70,3	30,26	0,125	8,79	39,05	0,65	60,07	1,67	0,60	1,41	0,04	2,81	33,07	0,16	206,69	276,99	5,54
1,15	1,50	70,3	29,76	0,125	8,79	38,55	0,75	51,40	1,43	0,70	1,41	0,04	2,81	32,58	0,16	203,60	273,90	5,48
1,25	1,60	70,3	29,22	0,125	8,79	38,01	0,85	44,72	1,24	0,81	1,41	0,04	2,81	32,04	0,16	200,22	270,52	5,41
1,35	1,70	70,3	28,64	0,125	8,79	37,43	0,95	39,40	1,09	0,91	1,41	0,04	2,81	31,45	0,16	196,57	266,87	5,34
1,45	1,80	70,3	28,01	0,125	8,79	36,80	1,05	35,04	0,97	1,03	1,41	0,04	2,81	30,82	0,16	192,63	262,93	5,26
1,55	1,90	70,3	27,33	0,125	8,79	36,12	1,15	31,41	0,87	1,15	1,41	0,04	2,81	30,15	0,16	188,41	258,71	5,17
1,65	2,00	70,3	26,61	0,125	8,79	35,40	1,25	28,32	0,79	1,27	1,41	0,04	2,81	29,43	0,16	183,91	254,21	5,08
1,75	2,10	70,3	25,85	0,125	8,79	34,64	1,35	25,66	0,71	1,40	1,41	0,04	2,81	28,66	0,16	179,13	249,43	4,99
1,85	2,20	70,3	25,04	0,125	8,79	33,83	1,45	23,33	0,65	1,54	1,41	0,04	2,81	27,85	0,16	174,07	244,37	4,89
1,95	2,30	70,3	24,18	0,125	8,79	32,97	1,55	21,27	0,59	1,69	1,41	0,04	2,81	27,00	0,16	168,72	239,02	4,78
2,05	2,40	70,3	23,28	0,125	8,79	32,07	1,65	19,44	0,54	1,85	1,41	0,04	2,81	26,10	0,16	163,10	233,40	4,67

Vertikale Schubschwelle

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern						Verankerung mit Bewehrung								
b ₂ m	b _{ges} m	H _{se} kN/m	M _{0,ges} kNm/m	e _{ti} m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _s m	Z kN/m	n _{Anker} Stck/m	φ _{Anker} m	erf. As cm ² /m	e _{ti} m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _{bew} m	ΔH _{bew} kN/m	H _{bew,ges}	erf. As cm ² /m
0,65	1,00	70,3	31,79	-0,025	-1,76	30,03	0,25	120,12	3,34	0,30	-	-0,025	-1,76	30,03	0,11	273,01	273,01	5,46
0,75	1,10	70,3	31,47	-0,025	-1,76	29,72	0,35	84,90	2,36	0,42	-	-0,025	-1,76	29,72	0,11	270,15	270,15	5,40
0,85	1,20	70,3	31,11	-0,025	-1,76	29,36	0,45	65,24	1,81	0,55	-	-0,025	-1,76	29,36	0,11	266,87	266,87	5,34
0,95	1,30	70,3	30,71	-0,025	-1,76	28,95	0,55	52,64	1,46	0,68	-	-0,025	-1,76	28,95	0,11	263,19	263,19	5,26
1,05	1,40	70,3	30,26	-0,025	-1,76	28,50	0,65	43,85	1,22	0,82	-	-0,025	-1,76	28,50	0,11	259,10	259,10	5,18
1,15	1,50	70,3	29,76	-0,025	-1,76	28,01	0,75	37,34	1,04	0,96	-	-0,025	-1,76	28,01	0,11	254,60	254,60	5,09
1,25	1,60	70,3	29,22	-0,025	-1,76	27,47	0,85	32,31	0,90	1,11	-	-0,025	-1,76	27,47	0,11	249,69	249,69	4,99
1,35	1,70	70,3	28,64	-0,025	-1,76	26,88	0,95	28,30	0,79	1,27	-	-0,025	-1,76	26,88	0,11	244,37	244,37	4,89
1,45	1,80	70,3	28,01	-0,025	-1,76	26,25	1,05	25,00	0,69	1,44	-	-0,025	-1,76	26,25	0,11	238,65	238,65	4,77
1,55	1,90	70,3	27,33	-0,025	-1,76	25,58	1,15	22,24	0,62	1,62	-	-0,025	-1,76	25,58	0,11	232,51	232,51	4,65
1,65	2,00	70,3	26,61	-0,025	-1,76	24,86	1,25	19,88	0,55	1,81	-	-0,025	-1,76	24,86	0,11	225,96	225,96	4,52
1,75	2,10	70,3	25,85	-0,025	-1,76	24,09	1,35	17,85	0,50	2,02	-	-0,025	-1,76	24,09	0,11	219,01	219,01	4,38
1,85	2,20	70,3	25,04	-0,025	-1,76	23,28	1,45	16,06	0,45	2,24	-	-0,025	-1,76	23,28	0,11	211,65	211,65	4,23
1,95	2,30	70,3	24,18	-0,025	-1,76	22,43	1,55	14,47	0,40	2,49	-	-0,025	-1,76	22,43	0,11	203,87	203,87	4,08
2,05	2,40	70,3	23,28	-0,025	-1,76	21,53	1,65	13,05	0,36	2,76	-	-0,025	-1,76	21,53	0,11	195,69	195,69	3,91

Schräge Schubschwelle, μ = 1,0

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern						Verankerung mit Bewehrung								
b ₂ m	b _{ges} m	H _{se} kN/m	M _{0,ges} kNm/m	e _{ti} m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _s m	Z kN/m	n _{Anker} Stck/m	φ _{Anker} m	erf. As cm ² /m	e _{ti} m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _{bew} m	ΔH _{bew} kN/m	H _{bew,ges}	erf. As cm ² /m
0,65	1,00	70,3	31,79	-0,05	-3,52	28,27	0,25	113,09	3,14	0,32	-	-0,05	-3,52	28,27	0,11	257,03	257,03	5,14
0,75	1,10	70,3	31,47	-0,05	-3,52	27,96	0,35	79,88	2,22	0,45	-	-0,05	-3,52	27,96	0,11	254,17	254,17	5,08
0,85	1,20	70,3	31,11	-0,05	-3,52	27,60	0,45	61,33	1,70	0,59	-	-0,05	-3,52	27,60	0,11	250,90	250,90	5,02
0,95	1,30	70,3	30,71	-0,05	-3,52	27,19	0,55	49,44	1,37	0,73	-	-0,05	-3,52	27,19	0,11	247,21	247,21	4,94
1,05	1,40	70,3	30,26	-0,05	-3,52	26,74	0,65	41,14	1,14	0,87	-	-0,05	-3,52	26,74	0,11	243,12	243,12	4,86
1,15	1,50	70,3	29,76	-0,05	-3,52	26,25	0,75	35,00	0,97	1,03	-	-0,05	-3,52	26,25	0,11	238,62	238,62	4,77
1,25	1,60	70,3	29,22	-0,05	-3,52	25,71	0,85	30,25	0,84	1,19	-	-0,05	-3,52	25,71	0,11	233,71	233,71	4,67
1,35	1,70	70,3	28,64	-0,05	-3,52	25,12	0,95	26,45	0,73	1,36	-	-0,05	-3,52	25,12	0,11	228,40	228,40	4,57
1,45	1,80	70,3	28,01	-0,05	-3,52	24,49	1,05	23,33	0,65	1,54	-	-0,05	-3,52	24,49	0,11	222,67	222,67	4,45
1,55	1,90	70,3	27,33	-0,05	-3,52	23,82	1,15	20,71	0,58	1,74	-	-0,05	-3,52	23,82	0,11	216,53	216,53	4,33
1,65	2,00	70,3	26,61	-0,05	-3,52	23,10	1,25	18,48	0,51	1,95	-	-0,05	-3,52	23,10	0,11	209,99	209,99	4,20
1,75	2,10	70,3	25,85	-0,05	-3,52	22,33	1,35	16,54	0,46	2,18	-	-0,05	-3,52	22,33	0,11	203,03	203,03	4,06
1,85	2,20	70,3	25,04	-0,05	-3,52	21,52	1,45	14,84	0,41	2,43	-	-0,05	-3,52	21,52	0,11	195,67	195,67	3,91
1,95	2,30	70,3	24,18	-0,05	-3,52	20,67	1,55	13,33	0,37	2,70	-	-0,05	-3,52	20,67	0,11	187,90	187,90	3,76
2,05	2,40	70,3	23,28	-0,05	-3,52	19,77	1,65	11,98	0,33	3,00	-	-0,05	-3,52	19,77	0,11	179,71	179,71	3,59

Schräge Schubschwelle, μ = 0

Eingangswerte				Verankerung mit Tellerankern						Verankerung mit Bewehrung										
b ₂ m	b _{ges} m	H _{se} kN/m	M _{0,ges} kNm/m	e _{ti} m	e _v m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _s m	Z kN/m	n _{Anker} Stck/m	φ _{Anker} m	erf. As cm ² /m	e _{ti} m	e _v m	ΔM kNm/m	M _{ges} kNm/m	e _{bew} m	ΔH _{bew} kN/m	H _{bew,ges}	erf. As cm ² /m
0,65	1,00	70,3	31,79	-0,05	0,25	14,06015	45,85	0,25	183,39	5,09	0,20	-	-0,05	0,25	14,06015	45,85	0,11	416,81	416,81	8,34
0,75	1,10	70,3	31,47	-0,05	0,25	14,06015	45,53	0,35	130,10	3,61	0,28	-	-0,05	0,25	14,06015	45,53	0,11	413,94	413,94	8,28
0,85	1,20	70,3	31,11	-0,05	0,25	14,06015	45,17	0,45	100,39	2,79	0,36	-	-0,05	0,25	14,06015	45,17	0,11	410,67	410,67	8,21
0,95	1,30	70,3	30,71	-0,05	0,25	14,06015	44,77	0,55	81,40	2,26	0,44	-	-0,05	0,25	14,06015	44,77	0,11	406,99	406,99	8,14
1,05	1,40	70,3	30,26	-0,05	0,25	14,06015	44,32	0,65	68,18	1,89	0,53	-	-0,05	0,25	14,06015	44,32	0,11	402,90	402,90	8,06
1,15	1,50	70,3	29,76	-0,05	0,25	14,06015	43,82	0,75	58,43	1,62	0,62	-	-0,05	0,25	14,06015	43,82	0,11	398,40	398,40	7,97
1,25	1,60	70,3	29,22	-0,05	0,25	14,06015	43,28	0,85	50,92	1,41	0,71	-	-0,05	0,25	14,06015	43,28	0,11	393,49	393,49	7,87
1,35	1,70	70,3	28,64	-0,05	0,25	14,06015	42,70	0,95	44,95	1,25	0,80	-	-0,05	0,25	14,06015	42,70	0,11	388,17	388,17	7,76
1,45	1,80	70,3	28,01	-0,05	0,25	14,06015	42,07	1,05	40,07	1,11	0,90	-	-0,05	0,25	14,06015	42,07	0,11	382,44	382,44	7,65
1,55	1,90	70,3	27,33	-0,05	0,25	14,06015	41,39	1,15	35,99	1,00	1,00	-	-0,05	0,25	14,06015	41,39	0,11	376,31	376,31	7,53
1,65	2,00	70,3	26,61	-0,05	0,25	14,06015	40,67	1,25	32,54	0,90	1,11	-	-0,05							

15 Literatur

- Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Einsatzfreigabeverfahren– Ergänzende Kriterien für Schutzeinrichtungen auf Bauwerken veröffentlicht auf der Homepage der BASt: www.bast.de; Stand 09.11.2012
- Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Einsatzfreigabeliste für Fahrzeugrückhaltesysteme in Deutschland, veröffentlicht auf der Homepage der BASt: www.bast.de; Stand 26.07.2012
- Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Einstufung von Schutzeinrichtungen in Klassen gemäß DIN-Fachbericht 101, Ausgabe 2009; Kapitel 4.7.3.3 „Anpralllasten auf Schutzeinrichtungen“, BASt-Veröffentlichung, Stand 02-2011
- Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Ausführungsunterlagen zu der Versuchsanlage auf dem Testgelände des TÜV München (unveröffentlicht), 2003
- Betonkalender: Ernst und Sohn Verlag, Berlin, Diverse Jahrgänge
- DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2008-08
- DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen, Ausgabe November 1967
- DIN 1072: Ergänzungsbestimmungen und Ergänzende Erläuterungen, ARS Nr. 6/1972 des Bundesministers für Verkehr, veröffentlicht im Verkehrsblatt Heft 7/1972
- DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen. Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe Dezember 1985
- DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen, Erläuterungen. Beiblatt 1 zu DIN 1072, Ausgabe Mai 1988
- DIN EN 1317-1: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 1: Terminologie und allgemeine Kriterien für Prüfverfahren; Deutsche Fassung, Ausgabe 2011-01
- DIN EN 1317-2: Rückhaltesysteme an Straßen – Teil 2: Leistungsklassen, Abnahmekriterien für Anprallprüfungen und Prüfverfahren für Schutz-
- einrichtungen und Fahrzeugbrüstungen, Deutsche Fassung, Ausgabe 2011-01
- DIN EN 1991-2:2004-05: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung, Ausgabe 2004-05
- DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung, Ausgabe 2010-12
- DIN EN 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung, Ausgabe 2010-12
- DIN EN 1993-1-3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Ergänzende Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche, Deutsche Fassung, Ausgabe 2007-02
- DIN-FB 101:2003: Einwirkungen auf Brücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2003-03
- DIN-FB 101:2009: Einwirkungen auf Brücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2009-03
- DIN-FB 102 LF: Betonbrücken, KÖNIG, G., MAURER, R., TUE, N. V., KLIVER, J., BORNMANN, M., Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2003
- DIN-FB 102: Betonbrücken, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Ausgabe 2009-03
- DIN-FB 103: DIN – Deutsches Institut für Normung e. V., Stahlbrücken, Ausgabe 2009-03
- DIN-FB 104: DIN – Deutsches Institut für Normung e. V., Verbundbrücken, Ausgabe 2009-03
- EIBL, J., KEINTZEL, E., CHARLIER, H.: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil 2: Stahlbetonbauteile und -bauwerke unter dynamischer Beanspruchung. Heft 392 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin 1988
- FRS-Prüfungen: Prüfberichte, Messschriebe, Foto- und Filmaufnahmen zu Anprallprüfungen auf dem Testgelände des TÜV München (unveröffentlicht), 2000 bis 2010
- GRASSER, E., THIELEN, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderun-

- gen von Stahlbetontragwerken. DAFStb Heft 240; Beuth Verlag, Berlin 1991
- GRASSHOFF, S.: Fahrbahnplattenanschnittsmomente zweistegiger Plattenbalkenbrücken, Beton und Stahlbetonbau 1974, Heft 4, S. 97-100
- HELLMICH, K., BRANDAUER, F., STELLA, J., STANGL, E.: Festlegung von auf Brücken einwirkenden charakteristischen Lasten beim Anprallvorgang gegen Rückhaltesysteme. Bauingenieur 77, Heft 1, S. 13-21, Springer VDI Verlag, Düsseldorf, 2002
- HELLMICH, K., PIRINGER, S., PLOMER, J., STANGL, E., STELLA, J.: Krafteinwirkung auf die Kappe und den Überbau einer Brückenkonstruktion infolge eines Anprallvorgangs an eine Stahlleitschiene, Stahlbau 69, Heft 9, S. 673-681, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2000
- HELLMICH, K., STELLA, J., STANGL, E., PIRINGER, S., HEIMEL, H., PLOMER, J.: Rückhaltesysteme auf Brücken im Anprallversuch, Heft 521 der Österreichischen Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Wien, 2002
- HOLST, K. H.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton: Entwurf, Konstruktion und Berechnung, 3. Aufl. Ernst und Sohn Verlag, Berlin 1993
- HOMBERG, H., ROPERS, W.: Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke, Bd. I, Berlin Heidelberg New York, Springer-Verlag, 1965
- HOMBERG, H.: Platten mit zwei Stegen, Springer-Verlag, 1973
- InfoCAD: Programmversion 12.0, InfoGraph GmbH, www.infocad.de, 2012
- KAMMEL, C.: Vorhersage der Wirkungsweise nachgiebiger Schutzeinrichtungen für den Straßenverkehr, Dissertation am Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen, Shaker Verlag, Aachen, 2008
- KRACKE, E.-A., LODDE, K.: Leitfaden Straßenbrücken – Entwurf, Baudurchführung, Erhaltung, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 2011
- KUHLMANN, U., Günther, H.-P., ZIZZA, A.: Schlussbericht BAST-Vorhaben FE 84.0108/2009: Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen, 2011
- NARERILI: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05/2011
- NEUMANN, W.: Auskragende Fahrbahnplatten für Beton- und Stahlverbundbrücken (Heft 749, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik), Hrsg.: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn 1997
- PFEIFFER, U., QUAST, U.: Nichtlineares Berechnen stabförmiger Bauteile, Beton- und Stahlbetonbau 98 (2001), Heft 9, S. 529-538
- RAL-RG 620: Stahlschutzplanken, Deutsches Institut für Gütesicherung und Kennzeichnung e.V., Gütegemeinschaft Stahlschutzplanken (Hrsg.), Ausgabe März 1999
- RiZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauwerke. Bundesanstalt für Straßenwesen (Aktueller Stand) bzw. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr (früherer Stand)
- ROMBACH, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2000
- ROMBACH, G. A., VELASCO, R. R.: Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht, Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 5, S. 376-389
- RPS 1989: Richtlinie für passive Schutzeinrichtungen an Straßen (RPS) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV), Köln, Ausgabe 1989
- RPS 2009: Richtlinien für passiven Schutz an Straßen durch Fahrzeug-Rückhaltesysteme (RPS) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV), Köln, Ausgabe 2009
- SCHNABEL: Schnabel Bautechnik: Technische Informationen: Tellerankersysteme – Aufgaben und Anwendung von Tellerankern. Download unter www.schnabel-bautechnik im August 2011
- SEDLACEK, G., KAMMEL, C., GESSLER, A.: Einsatz von Fahrzeuggückhaltesystemen mit hohem Aufhaltevermögen auf Brücken,

Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 920, 2005

Stahl-Info: Stahl-Informations-Zentrum: Sicherheit im Straßenverkehr – Neues aus Forschung und Praxis (Dokumentation 564), Ausgabe 2010

STRASSEN NRW: Landesbetrieb Straßenbau NRW: Statische Nachweise zur Verankerung der Kappen auf Überbauten (unveröffentlicht), April 2010

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Brücken- und Ingenieurbau“

2007

B 55: Überprüfung des Georadarverfahrens in Kombination mit magnetischen Verfahren zur Zustandsbewertung von Brückenfahrbahnplatten aus Beton mit Belagsaufbau

Krause, Rath, Sawade, Dumat

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 14,50

B 56: Entwicklung eines Prüfverfahrens für Beton in der Expositions-kategorie XF2

Setzer, Keck, Palecki, Schießl, Brandes

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 19,50

B 57: Brandversuche in Straßentunneln – Vereinheitlichung der Durchführung und Auswertung

Steinauer, Mayer, Kündig

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 26,50

B 58: Quantitative Risikoanalysen für Straßentunnel

Sistenich

€ 14,50

2008

B 59: Bandverzinkte Schutzplankenholme

Schröder

€ 12,50

B 60: Instandhaltung des Korrosionsschutzes durch Teilerneuerung – Bewehrung

Schröder

€ 13,50

B 61: Untersuchung von Korrosion an Fußplatten von Schutzplankenpfosten

Schröder, Staack

€ 13,00

B 62: Bewährungsnachweis von Fugenfüllungen ohne Unterfüllstoff

Eilers

€ 12,00

B 63: Selbstverdichtender Beton (SVB) im Straßentunnelbau

Heunisch, Hoepfner, Pierson (†), Dehn, Orgass, Sint

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 17,50

B 64: Tiefenabhängige Feuchte- und Temperaturmessung an einer Brückenkappe der Expositions-kategorie XF4

Bramshuber, Spörel, Warkus

€ 12,50

2009

B 65: Zerstörungsfreie Untersuchungen am Brückenbauwerk A1 Hagen/Schwerte

Friese, Taffe, Wöstmann, Zoega

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 14,50

B 66: Bewertung der Sicherheit von Straßentunneln

Zulauf, Locher, Steinauer, Mayer, Zimmermann,

Baltzer, Riepe, Kündig

€ 14,00

B 67: Brandkurven für den baulichen Brandschutz von Straßentunneln

Blosfeld

€ 17,50

B 68: Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen – Teile 1-4

Kaschner, Buschmeyer, Schnellenbach-Held, Lubasch, Grünberg, Hansen, Liebig, Geißler

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50

B 69: Berücksichtigung der Belange behinderter Personen bei Ausstattung und Betrieb von Straßentunneln

Wagener, Grossmann, Hintzke, Sieger

€ 18,50

B 70: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton in Brücken und Ingenieurbauwerken an Bundesfernstraßen

Tauscher

€ 14,50

2010

B 71: Empfehlungen für geschweißte KK-Knoten im Straßenbrückenbau

Kuhlmann, Euler

€ 22,50

B 72: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von permanenten Anti-Graffiti-Systemen

Weschpennig, Kropf, von Witzhausen

€ 13,50

B 73: Brand- und Abplatzverhalten von Faserbeton in Straßentunneln

Dehn, Nause, Juknat, Orgass, König

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 21,00

B 74: Verwendung von Anti-Graffiti-Systemen auf Mauerwerk

Müller

€ 14,00

B 75: Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand

Schnellenbach-Held, Peeters, Scherbaum

€ 13,50

2011

B 76: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems

Sedlacek, Paschen, Feldmann, Geßler, Möller,

Steinauer, Scharnigg

€ 17,00

B 77: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes

Teil 1: DIN-FB 101 „Einwirkung auf Brücken“

Teil 2: DIN-FB 102 „Betonbrücken“

Teil 3: DIN-FB 103 „Stahlbrücken“

Teil 4: DIN-FB 104 „Verbundbrücken“

Freundt, Böning, Maurer, Arnold, Gedwien, Müller,

Schrack, Tappe, Kuhlmann, Rasche, Froschmeier,

Euler, Hanswille, Brauer, Bergmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 29,50

B 78: Bemessung von Wellstahlbauwerken – Vergleich nach den bisherigen und den neuen Richtlinien

Kuhlmann, Günther, Krauss

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 18,50

B 79: Untersuchungen zur Querkraftbemessung von Spannbetonbalken mit girlandenförmiger Spanngliedführung

Maurer, Kiziltan, Zilch, Dunkelberg, Fitik

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann kostenpflichtig unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden. € 15,50

B 80: Lautsprecheranlagen und akustische Signalisierung in Straßentunneln

Mayer, Reimann, Löwer, Brettschneider, Los

€ 16,00

B 81: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse

Müller, Vogel, Neumann

€ 14,50

- B 82: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand
Freundt, Böning € 16,00
- B 83: Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken
Maurer, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg € 16,00
- B 84: Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton mit dem modifizierten CDF-Verfahren (XF2)
Gehlen, Lowke, Milachowski € 15,00
- B 85: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung
Zilch, Straub, Dier, Fischer € 19,50
- B 86: Untersuchungen an Bauwerken aus hochfesten Beton
Nguyen, Freitag € 13,50

2012

- B 87: Vermeidung von Glättebildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie
Feldmann, Döring, Hellberg, Kuhnhenne, Pak, Mangerig, Beucher, Hess, Steinauer, Kemper, Scharnigg € 17,00
- B 88: Anpralllasten an Schutzeinrichtungen auf Brücken – Anpassung der DIN-Fachberichte „Stahlbrücken“ und „Verbundbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Kuhlmann, Zizza, Günther € 15,50
- B 89: Nachrechnung von Betonbrücken zur Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Bauwerke
Maurer, Heeke, Kiziltan, Kolodziejczyk, Zilch, Dunkelberg, Fitik € 19,50
- B 90: Fugenbewegung an der Ruhrtalbrücke Mintard
Eilers, Quaas, Staeck € 14,00

2013

- B 91: Priorisierung und Nachrechnung von Brücken im Bereich der Bundesfernstraßen – Einfluss der Einwirkungen aus Verkehr unter besonderer Berücksichtigung von Restnutzungsdauer und Verkehrsentwicklung
Freundt, Böning € 15,00
- B 92: Kriterien für die Anwendung von unbewehrten Innenschalen für Straßentunnel
Kaundinya € 14,00
- B 93: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an die endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen
Hegger, Reiß € 17,50
- B 94: Baulicher Brandschutz für Tunnel in offener Bauweise – Rechnerischer Nachweis
Peter, Knief, Schreyer, Piazzola
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 95: Erfahrungen mit selbstverdichtendem und hochfestem Beton im Brücken- und Ingenieurbau an Bundesfernstraßen
Tauscher € 17,00
- B 96: Geothermischen Anlagen bei Grund- und Tunnelbauwerken
Adam € 17,00
- B 97: Einfluss der veränderten Verkehrsführung bei Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Bauwerksbeanspruchungen
Freundt, Böning € 15,00

2014

- B 98: Brückenseile – Gegenüberstellung von vollverschlossenen Seilen und Litzenbündelseilen
Friedrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 99: Intelligente Brücke – Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen
Fischer, Schneider, Thöns, Rücker, Straub
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 100: Roadtraffic Management System (RTMS)
Freundt, Vogt, Böning, Pierson, Ehrle € 15,00
- B 101: Adaptive Spannbetonstruktur mit lernfähigem Fuzzy-Regelungssystem
Schnellenbach-Held, Fakhouri, Steiner, Kühn € 18,50
- B 102: Adaptive „Tube-in-Tube“-Brücken
Empelmann, Busse, Hamm, Zedler, Girmscheid € 18,00
- B 103: Umsetzung des Eurocode 7 bei der Bemessung von Grund- und Tunnelbauwerken
Briebrecher, Städing € 14,00
- B 104: Intelligente Brücke – Konzeption eines modular aufgebauten Brückenmodells und Systemanalyse
Borrmann, Fischer, Dori, Wild
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 105: Intelligente Brücke – Machbarkeitsstudie für ein System zur Informationsbereitstellung und ganzheitlichen Bewertung in Echtzeit für Brückenbauwerke
Schnellenbach-Held, Karczewski, Kühn
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- B 106: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken
Freundt, Vogt, Böning, Michael, Könke, Beinersdorf € 17,00
- B 107: Materialeigenschaften von Kunststoffdichtungsbahnen bestehender Straßentunnel
Robertson, Bronstein, Brummermann € 16,00
- B 108: Fahrzeug-Rückhaltesysteme auf Brücken
Neumann, Rauert € 18,50

Alle Berichte sind zu beziehen im:

Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7
28195 Bremen
Tel. (0421) 3 69 03-53
Fax (0421) 3 69 03-48
www.schuenemann-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.