

Martin Mensinger, Florian Oberhaidinger

Technische Universität München, Lehrstuhl Metallbau

Oliver Fischer, Roland Niedermeier

Technische Universität München, Lehrstuhl Massivbau

Gino Ebell

Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung (BAM)

Fachbereich 7.6, Korrosion und Korrosionsschutz

Neuartiger Vergussstoß mit ultrahochfestem, faserverstärktem Beton für feuerverzinkte integrale Rahmenbrücken in Verbundbauweise

Bericht Nr. 174

Gemeinschaftsausschuss Verzinken e.V.

2023

Forschungsnetzwerk
Mittelstand



Industrielle
Gemeinschaftsforschung



Gefördert durch:



Bundesministerium
für Wirtschaft
und Klimaschutz

aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Dieser Bericht stellt die Ergebnisse eines Forschungsprojektes der AiF-Forschungsvereinigung GAV dar. Die Untersuchungen wurden vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF) gefördert; AiF-Forschungsvorhaben IGF 20312 N.

Neuartiger Vergussstoß mit ultrahochfestem, faserverstärktem Beton für feuerverzinkte integrale Rahmenbrücken in Verbundbauweise

Kurzzusammenfassung

Neue Erkenntnisse zum Ermüdungsverhalten von feuerverzinkten Stahlbauteilen bereiteten den Weg für die Feuerverzinkung als Korrosionsschutz im Brückenbau [1]. Infolge der technischen Randbedingungen beim Prozess des Feuerverzinkens, müssen Träger mit Längen größer als 16 m segmentiert und im Anschluss gestoßen werden. Hierfür entwickelte der Lehrstuhl für Metallbau der technischen Universität München (TUM) zusammen mit dem Lehrstuhl für Massivbau (TUM) und der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) einen neuartigen und verzinkungsgerechten Vergussstoß unter Verwendung von ultrahochfestem faserverstärktem Beton (UHPFRC). Im Gegensatz zu bisherigen Füge-techniken der Brückensegmente wie Schweißstöße oder gleitfest vorgespannte Schraubverbindungen, kann beim Vergussstoß die gesamte Stahloberfläche feuerverzinkt werden und bleibt über die gesamte Lebensdauer des Brückenbauwerks unbeschädigt.

Recent investigations paved the way for hot dip galvanizing in the field of bridge constructions [1]. Due to technical limitations of hot dip galvanizing, steel girders longer than 16 meters have to be divided and connected afterwards. Therefore, the Chair of Metal Structures works in cooperation with the Chair of Concrete Structures of the Technical University of Munich (TUM) and the Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) to develop a grouted joint connection, which is suitable for hot dip galvanizing and includes ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC) as grouting material. In contrast to existing solution as welding the segments on site or using prestressed slip-resistant bolt connections, the hot dip galvanization of the grouted joint remains undamaged for the whole service life time of the bridge structure.

1 Einleitung

Als Folge des stetig steigenden Schwerlastverkehrs werden derzeit zahlreiche Autobahnen neu gebaut oder auf sechs Spuren erweitert. Im Zuge dieser Baumaßnahmen sind entsprechend viele Überführungsbauwerke mit Spannweiten zwischen 35 m und 45 m erforderlich. Für diesen Einsatz haben sich integrale Rahmenbrücken in Verbundbauweise aufgrund der kurzen Montagezeiten, der wartungsfreien Widerlager sowie den Verzicht auf Mittelpfeiler und Fahrbahnübergangskonstruktion in den letzten Jahren bewährt [2].



Abbildung 1: Integrale Rahmenbrücke in Verbundbauweise

Die Bauweise bedarf abgesehen vom Korrosionsschutzsystem über die gesamte Lebensdauer von 100 Jahren keiner Wartung. Derzeit werden für den Korrosionsschutz vorwiegend organische Beschichtungssysteme verwendet, die in der Regel im Abstand von 25 bis 35 Jahren erneuert werden müssen. Alternativ dazu bietet der Korrosionsschutz mittels Feuerverzinkung Lebensdauererwartungen von 100 Jahren und mehr. Im Rahmen der Planung einer feuerverzinkten Rahmenbrücke in Verbundbauweise müssen die technischen Randbedingung des Verzinkungsprozesses, wie die maximale Zinkbadlänge von ca. 16 m – in seltenen Fällen bis zu 19 m – berücksichtigt werden [3]. Stahlbauteile mit Längen größer 16 m müssen folglich für die Feuerverzinkung segmentiert und im Anschluss bei der Montage gestoßen werden. Eine Verschweißung der beiden Trägersegmente ist möglich, bringt jedoch Nachteile mit sich. Da die Schweißnaht nach dem Verzinkungsprozess hergestellt werden muss, kann der Schweißnahtbereich nicht feuerverzinkt werden, sondern wird nachträglich mit einer thermischen Spritzverzinkung geschützt, die ähnlich wie eine organische Beschichtung lediglich Lebensdauern von 25 bis 35 Jahren aufweist. Während für Doppel T-Profile eine gleitfeste vorgespannte Schraubverbindung verwendet werden kann, liegt für den Stoß von Hohlkästen derzeit noch keine technische Lösung vor. Allgemein bietet der Hohlkastenquerschnitt gegenüber offenen Profilen eine Reihe an Vorteilen. Beispielsweise sind im Vergleich zu offenen Profilen bei Hohlkastenquerschnitten keine Vorkehrungen für den Vogelschutz und infolge der hohen Torsionssteifigkeit keine zusätzlichen Stabilisierungsmaßnahmen für Transport und Montage erforderlich. Zusätzlich reduziert sich gegenüber offenen Profilen, die mit Tausalz beaufschlagte Oberfläche, was sich positiv auf die Dauerhaftigkeit auswirkt. Aus diesem Grund entwickelt der Lehrstuhl für Metallbau TUM in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Massivbau der TUM sowie der Bundesanstalt für Materialforschung und -Prüfung (BAM), einen Vergussstoß für Hohlkästen, der sowohl die technischen und statischen als auch die architektonischen Anforderungen an eine solche Verbindung dauerhaft erfüllt.

2 Der Vergussstoß

2.1 Überblick

Bei der entwickelten Verbindungstechnik handelt es sich um einen Vergussstoß, mit dem feuerverzinkte Brückenlängsträger durch ein Kammersystem aus ineinandergreifenden Stahl-T-Knaggen zu einem durchgehenden Hohlkastenträger gefügt werden. Die Zwischenräume werden mit faserververstärktem Ultrahochleistungsbeton (UHPFRC) verfüllt. Ideengehend für den Vergussstoß war die existierende Verbindungstechnik für Offshore-Windenergieanlagen, die sogenannten „*Grouted Joints*“. Bei der Konzeption des Stoßes war entscheidend, dass beim Fügen der bereits feuerverzinkten Stahlbauteile die vorhandene Zinkschicht nicht beschädigt wird. Weiterhin wird auf jegliche Form von Schraub- und Schweißverbindungen nach der Verzinkung oder bauseits verzichtet. Somit wird sichergestellt, dass keine Schwachstellen des Korrosionsschutzes durch nachträglich angebrachte Verbindungsmittel erzeugt werden und auf Nachbesserungsarbeiten in Form von Spritzverzinken verzichtet werden kann. Da aufgrund der Feuerverzinkung die Hohlkästen nicht mehr dichtgeschweißt werden müssen, kann auf den statisch ungünstig liegenden Stahlobergurt verzichtet werden und ein U-förmiger Querschnitt mit oberliegender Verbunddübelleiste ausgeführt werden. Dies gleicht den durch den Stoß entstehenden Mehraufwand zum Teil aus. Die Abbildungen 2 und 3 stellen das grundlegende Konzept des neuartigen Vergussstoßes dar.

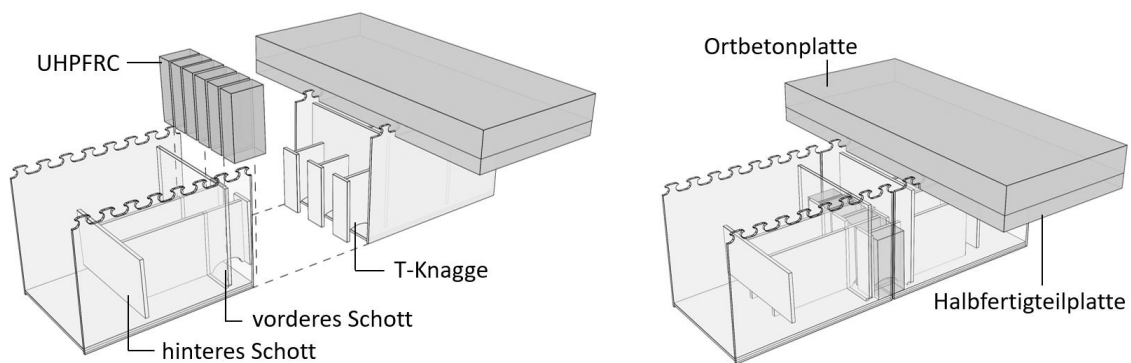
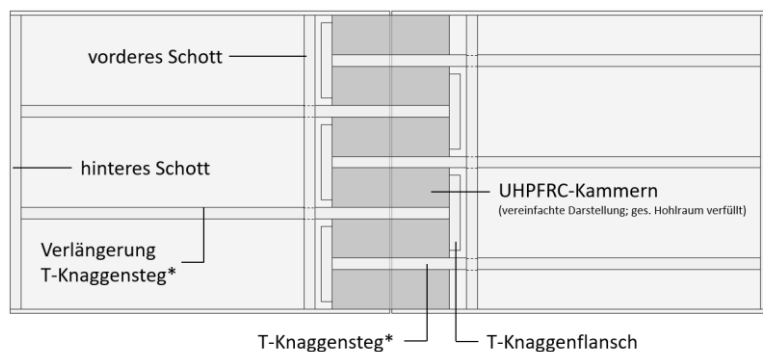


Abbildung 2: Konstruktion Vergussstoß



*Verlängerung T-Knaggensteg und T-Knaggensteg als durchgängiges Blech; Schlitz im vorderen Schott

Abbildung 3: Draufsicht Vergussstoß

2.2 Abtrag von Schnittgrößen

Die vom Vergussstoß abzutragende Hauptschnittgröße ist das positive Biegemoment M_y . Im Regelbereich vor und nach dem Vergussstoß wird ein Großteil der resultierenden Zugkomponente durch das Untergurtblech abgetragen. Wie in Abbildung 4 links dargestellt, wird die Zugkraft des Untergurtblechs im Stoßbereich über die Verlängerungen der T-Knaggenstege und die T-Knaggenstege in die T-Knaggenflansche eingeleitet. Von den Flanschen wird die Zugkraft über schräge Druckstreben im UHPFRC in die gegenüberliegenden T-Knaggen übertragen. Da sich in der äußersten Kammer keine Druckstrebe ausbilden kann, besitzt die entsprechende Druckstrebe in der angrenzenden Kammer keinen Gegenpart. Die Horizontalkomponente dieser Druckstrebe stützt sich daher über die äußerste UHPFRC-Kammer in Querrichtung am Stegblech des Hohlkastens ab. Da das Stegblech verhältnismäßig nah am angrenzenden vorderen Schott belastet wird (Abstand ca. 2 cm), entsteht nur eine geringfügige Biegung und Verformung im Stegblech. Erreichen die diagonal verlaufenden Druckstreben in den UHPFRC Kammern die T-Knaggenflansche des gegenüberliegenden Segments, wird die Zugkraft abermals über die T-Knaggenstegbleche und zugehörige Verlängerungsbleche abgetragen und zuletzt im Untergurtblech verteilt. Abbildung 4 stellt links den Lastabtrag im Vergussstoß (Vergussstoß unter Zug bzw. positives globales Biegemoment) und rechts den qualitativen Spannungsverlauf des aufgelösten Querschnitts. Der Spannungssprung in der Betonplatte ergibt sich infolge der Bauzustände.

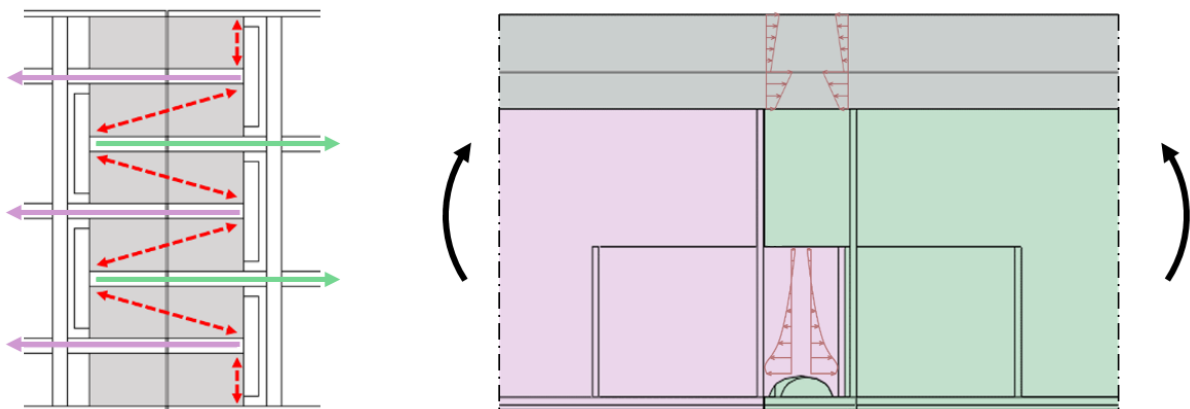


Abbildung 4: Lastweiterleitung (links) und qualitativer Spannungsverlauf im Vergussstoßbereich infolge positiver Biegemomente

Für den Vergussstoß bietet der Abtrag von negativen Biegemomenten im Vergleich zum Abtrag positiver Momente einen entscheidenden Vorteil. Wie in Abbildung 5 dargestellt, muss bei positiver Momentenbeanspruchung die gesamte Zugkomponente über die T-Knaggen der jeweiligen Segmente abgetragen werden. Die maximale Momententragfähigkeit ergibt sich damit aus der maßgebenden Zugtragfähigkeit der jeweiligen Bauteile und dem zugehörigen Hebelarm. Für den Abtrag negativer Biegemomente und einer Druckbeanspruchung im Vergussstoß, teilen sich die T-Knaggen der beiden Segmente die Beanspruchung auf. Setzt man für die T-Knaggen auf Druck und Zug in etwa die gleiche Tragfähigkeit voraus, so würde sich für eine Druckbeanspruchung im Vergussstoß in etwa die doppelte Tragfähigkeit ergeben. Vereinfacht darf daher für die negative Momententragfähigkeit dieselbe Tragfähigkeit wie für positive Biegemomente angenommen werden.

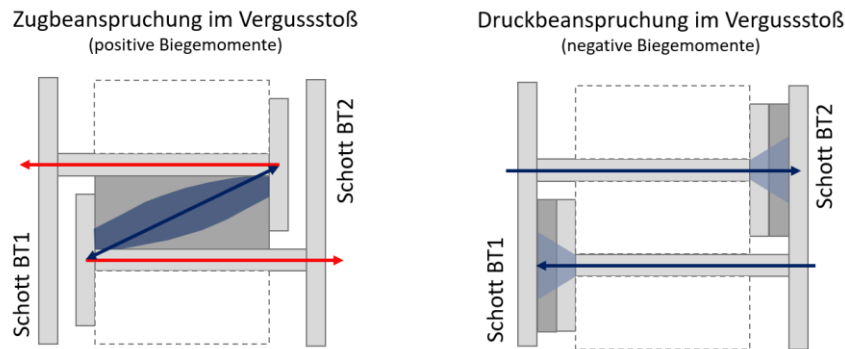


Abbildung 5: Zug- (pos. M_y) und Druckbeanspruchung (neg. M_y) im Vergussstoß

Querkräfte werden bei konventionellen Verbundträgern hauptsächlich über die Stege des Stahlquerschnitts abgetragen. Da das kraft- und formschlüssige Fügen der Stegbleche der beiden Segmente ohne die Ausführung eines Schweiß- oder Schraubstoßes kaum möglich ist, erfolgt der Querkraftabtrag über die T-Knaggen. Abbildung 6 stellt den Querkraftabtrag der T-Knaggen im Stoßbereich schematisch dar. Über die Stegbleche wird die Querkraft in das hintere und vordere Schott von Bauteil 1 eingeleitet und von dort in die T-Knaggenstege. Die Knaggenstege leiten die Beanspruchung bis zum T-Knaggenflansch, wo über Kontaktpressung die Kraft auf das Untergurtblech von Bauteil 2 abgesetzt wird (Abbildung 6 rote Flächenlast). Von dort wird die Querkraft in das vordere und hintere Schottblech und im Folgenden in die Hohlkastenstege von Bauteil 2 eingeleitet. An dieser Stelle sei angemerkt, dass der in Abbildung 6 dargestellte Kraftverlauf aus Gründen der Übersichtlichkeit stark vereinfacht wurde.

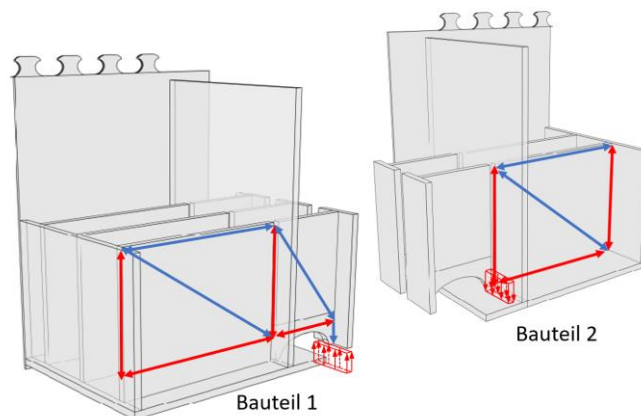


Abbildung 6: Schematischer Querkraftabtrag der T-Knaggen im Stoßbereich

Wie in voriger Abbildung zu erkennen ist, wird die Querkraft in Bauteil 1 vom vorderen Schott, über den T-Knaggensteg, bis zum Flansch übertragen. Dabei ist zu beachten, dass die T-Knaggen von Bauteil 1 als Kragarm wirken und die Querkraft ein lokales Biegemoment im T-Knaggensteg erzeugt. Das lokale Biegemoment infolge Querkraft reduziert die Tragfähigkeit der T-Knagge und ist daher bei der Bemessung entsprechend zu berücksichtigen. Weiterhin ist erkennbar, dass sich die T-Knaggen von Bauteil 2 nicht am Querkraftabtrag beteiligen. Ob die Querkraft über die T-Knaggen von Bauteil 1 oder Bauteil 2 abgetragen wird hängt von der Anordnung der Bauteilseiten im Längssystem der Brücke und dem Vorzeichen der Querkraft (positiv/negativ) ab. Die Ausrichtung des Stoßes sollte daher so gewählt werden, dass das Bauteil mit der zusätzlichen T-Knagge (Abbildung 6 Bauteil 1) den Hauptanteil der Querkraft

abträgt. Auf die Ausrichtung des Stoßes in Bezug auf die Brückenlängsrichtung wird in Abschnitt 3.3 näher eingegangen.

Normalkräfte werden entsprechend der Steifigkeiten von der Fertigteil- und Ortbetonplatte sowie vom Vergussstoß abgetragen. Zusätzlich muss eine Schwerpunktsverschiebung Δe_{SP} (siehe Abbildung 7) infolge der gegenüber dem Regelquerschnitt unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse im Vergussstoß berücksichtigt werden. Diese resultiert zusammen mit einer einwirkenden Normalkraft in einem Zusatzmoment ΔM .

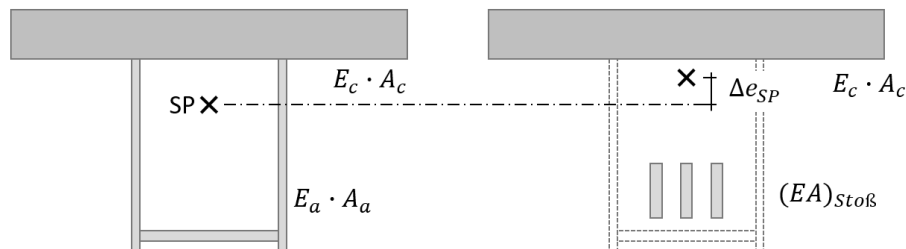


Abbildung 7: Schwerpunktsverschiebung des Querschnitts im Bereich des Vergussstoßes unter positiver Momentenbeanspruchung (Obergurt unter Druck – Stoß unter Zug)

2.3 Spaltöffnung, Ausschäl-Effekt und Leonardo-Effekt

Im Stoßbereich tritt infolge der Kriech- und Schwindprozesse der UHPFRC-Kammern und infolge der elastischen Dehnung der Stoßbauteile – vor Allem der T-Knaggen – eine Öffnung des Spaltes u_{Spalt} zwischen den beiden Segmenten auf. Dieser muss zur Herstellung eines kraft- und formschlüssigen Kontakts zwischen den T-Knaggenflanschen und dem UHPFRC überwunden werden. Die Spaltöffnung resultiert entsprechend Abbildung 8 links in einer Rotation der Segmente zueinander und damit in einem Öffnungswinkel bzw. einem Knick in der Biegelinie des Trägers α_{Spalt} . Zum einen sollten die hieraus entstehenden Verformungen bei der Planung des Brückenbauwerks berücksichtigt werden und zum anderen entsteht aus der Rotation ein weiterer Effekt, der im Folgenden als „Ausschäl-Effekt“ bezeichnet wird und in Abbildung 8 rechts dargestellt ist. Der Verdrehwinkel α_{Spalt} wird dem darüberliegenden Betongurt aufgezwungen, wodurch eine Krümmung und folglich ein Zwangsmoment in der Betonplatte entsteht, welches mit der einwirkenden Längskraft infolge globalem Biegemoment überlagert werden muss. Die Größe des Zwangsmomentes ist unter anderem von der Länge des Betongurts abhängig, über welchen die aufgezwungene Krümmung abgebaut werden kann. Diese Länge entspricht dem Abstand zwischen den jeweils ersten Zähnen der Verbunddübelleisten der beiden Segmente. An den ersten Zähnen ist die Betonplatte durch die Verbunddübel eingespannt, sodass an dieser Stelle eine Auszugkraft zwischen den Hohlkastenstegen und der Betonplatte entsteht, welche über den Anschluss der Verbunddübelleiste abgetragen werden muss. In der Praxis können zur Vermeidung eines Betonversagens - ähnlich dem Auszugversagen eines Dübels - infolge des Ausschäl-Effekts konstruktive Maßnahmen in Form einer Zusatzbewehrung im Stoßbereich getroffen werden.

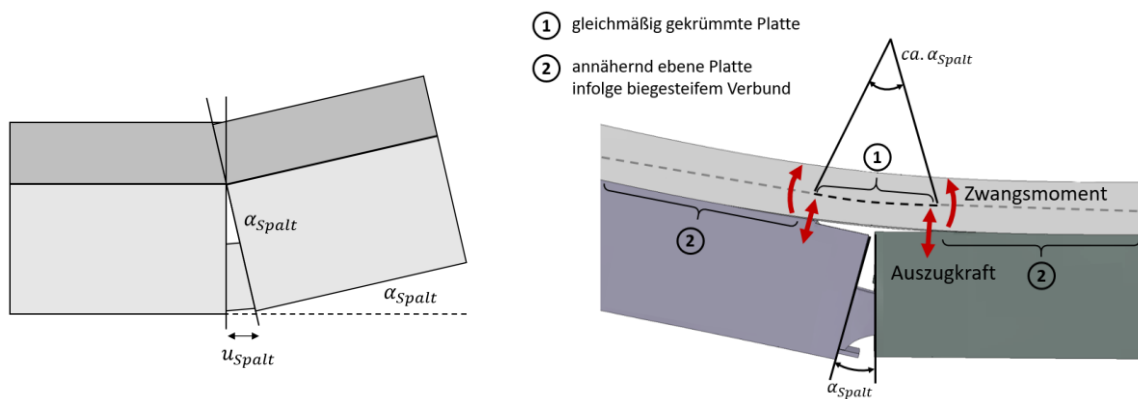


Abbildung 8: Spaltöffnung und Nickwinkel der Biegelinie am Stoß

Das auf den Stoß einwirkende globale Biegemoment wird hauptsächlich durch das horizontale Kräftepaar im Betongurt und Vergussstoß abgetragen. Ein sekundärer Tragmechanismus infolge einwirkender Biegemomente ergibt sich im Bereich des Vergussstoßes durch die Verschränkung der T-Knaggen der gegenüberliegenden Segmente und einer Rotation der beiden Stahlsegmente zueinander (Spaltöffnungswinkel). Dieser Tragmechanismus kann nach Abbildung 9 links mithilfe des Prinzips der Leonardo-Brücke - „Stützwirkung durch Verschränkung“ - beschrieben werden und wird für den Vergussstoß als „Leonardo-Effekt“ bezeichnet. Im vorliegenden Fall des Vergussstoßes stützen sich die T-Knaggenflansche jeweils auf den Untergurtblechen des gegenüberliegenden Segments ab.

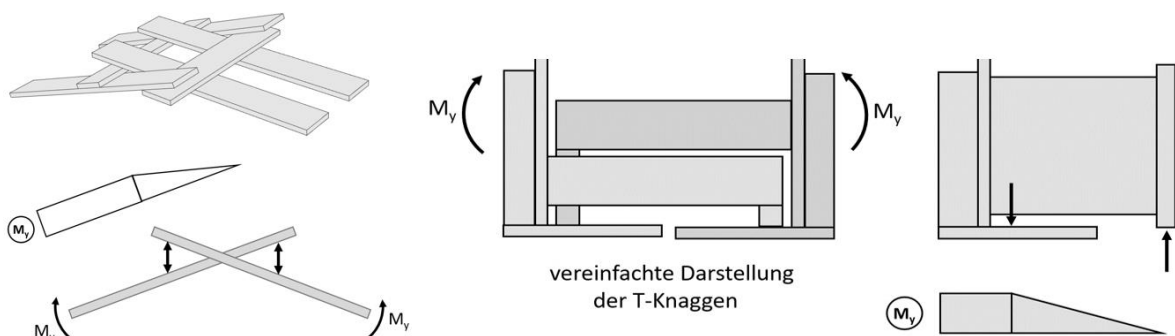


Abbildung 9: Abtrag eines Biegemoments mithilfe der Leonardo-Tragwirkung

Infolge des Leonardo-Effekts entsteht ein Kräftepaar, welches orthogonal auf die Unterseite der T-Knaggenflansche und die Oberseite der Untergurtbleche beider Segmente wirkt. Das Kräftepaar eines Segments steht mit dem Kräftepaar des gegenüberliegenden Segments im Gleichgewicht und erzeugt ein zusätzliches lokales Biegemoment in den T-Knaggen. Da sich das entstehende Biegemoment auf die globale Momententragfähigkeit des Vergussstoßes ungünstig auswirkt, muss es in der Bemessung berücksichtigt werden. Die Höhe der Beanspruchung durch den Leonardo-Effekt hängt vor allem von der lokalen Biegesteifigkeit und Anzahl der T-Knaggen sowie von der Rotation der beiden Segmente zueinander ab.

2.4 Konstruktive Ausführung

Neben den üblichen Anforderungen verzinkungsgerechter Konstruktionen integraler Rahmenbrücken in Verbundbauweise (siehe [4]), werden im Folgenden die spezifischen Detailpunkte des Vergussstoßes erläutert. Um der erhöhten Korrosionsgefährdung durch die Dreiphasengrenze im atmosphärisch bewitterten Bereich von Brückenbauwerken direkt am verzinkten Hohlkasten entgegenzuwirken, müssen konstruktive Maßnahmen ergriffen werden. Als problematisch ist hier die Feuchtigkeitseinwirkung (Staunässe, hohe Luftfeuchtigkeit, Niederschlagsablauf, Spritzwasser) an der Grenze zwischen verzinktem Stahlbauteil und dem Beton zu betrachten. Ein konstruktiver Korrosionsschutz ist bei möglicher Ausbildung von Konzentrationselementen wie an der Dreiphasengrenze zwingend erforderlich. Die Entkopplung kann durch spezielle Dichtprofile oder durch eine Beschichtung des verzinkten Hohlkastens ausgeführt werden. Beide Maßnahmen sind relativ einfach realisierbar und vermeiden die erhöhte Korrosionsgefährdung an der Dreiphasengrenze effektiv. Um die Stoßfuge der Segmente fachgerecht abzudichten, kann diese z.B. umlaufend mit einem innenliegenden Dichtband versehen werden. Die Ausführung am Übergang des Hohlkastenstegbleches zum oberliegenden Betongurt und das Auflagerdetail sind in Abbildung 10 dargestellt.

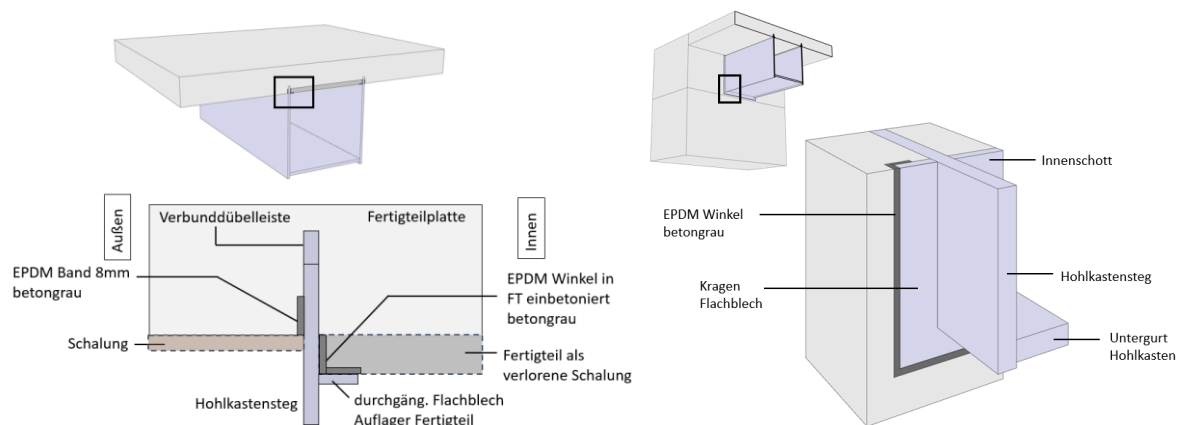


Abbildung 10: Detail verzinkter Hohlkastensteg - Betongurt

Zur Vermeidung der Wasserstoffbildung infolge des Kontakts der verzinkten Oberflächen mit der UHPFRC-Frischbetonphase, welche zu einer Bläschenbildung und damit zur Reduktion der Tragfähigkeit des Betons führt, ist auf allen lastabtragenden Oberflächen im Bereich des Vergussstoßes eine Beschichtung zur elektrochemischen Trennung zu applizieren. Zur Fehlervermeidung bei der Flächenauswahl wird empfohlen, dass pauschal alle verzinkten Oberflächen, die in Kontakt mit dem UHPFRC stehen, beschichtet werden. Als Beschichtung eignet sich beispielsweise das Gebinde ZX-20 von Reicolor. Detailliertere Hintergrundinformationen sind in Abschnitt 4.3 zu finden.

3 Fertigung und Montage

3.1 Toleranzen und Schweißnähte

Üblicherweise werden Straßenbrücken in die Ausführungsklasse EXC 3 – Execution Class – eingeordnet. Hieraus resultieren unter anderem Anforderungen für die Schweißnahtvorbereitung, -ausführung, -kontrolle und -prüfung sowie Toleranzen und Regelungen für die Fertigung und Montage. Hinsichtlich der Fertigungstoleranzen sind neben den Grenzwerten der DIN EN 1990-2 [5] und DIN EN ISO 5817 [6], für ermüdungsbeanspruchte Bauteile die Angaben der DIN EN 1993-1-9 [7] zu berücksichtigen. Sind für Bauteile oder Details keine Angaben in den einschlägigen Regelwerken zu finden, verweist die DIN EN 1090-2 [5] in Kapitel 11.3.3 auf die mögliche Festlegung von alternativen Kriterien nach EN ISO 13920 [8]. Für den Spalt zwischen den Segmenten wurde in Abstimmung mit ausführenden Stahlbauunternehmen eine Toleranz von ± 5 mm in alle Raumrichtungen abgestimmt.

Die für den Stoßbereich vorgesehenen Schweißnähte sind in Abbildung 11 dargestellt. Da der Hohlkasten nicht dichtgeschweißt werden muss, ergeben sich bei entsprechender Ausführung keine temperaturabhängigen Druckunterschiede im Hohlkasten, sodass auf die nach RE-ING – Teil 2 [9] vorgeschriebene Mindestdicke der einseitig geschweißten Halskehlnähte zwischen Stegen und Gurtblechen für den gesamten Träger verzichtet werden kann. Die in Abbildung 11 angegebenen Schweißnahtformen sind lediglich Empfehlungen, wobei Schweißnähte mit der Bezeichnung A und B als voll durchgeschweißte Nähte und Schweißnähte mit der Bezeichnung C als konstruktiv umlaufende Kehlnähte mit $a_{\min} = 5$ mm auszubilden sind. Die Schweißnähte B bilden für den Lastfall positiver Momentenbeanspruchung den Kerbfall Quersteife nach DIN EN 1993-1-9 und im Fall negativer Momentenbeanspruchung den Kerbfall Kreuz- bzw. T-Stoß und sind daher ebenfalls voll durchzuschweißen.

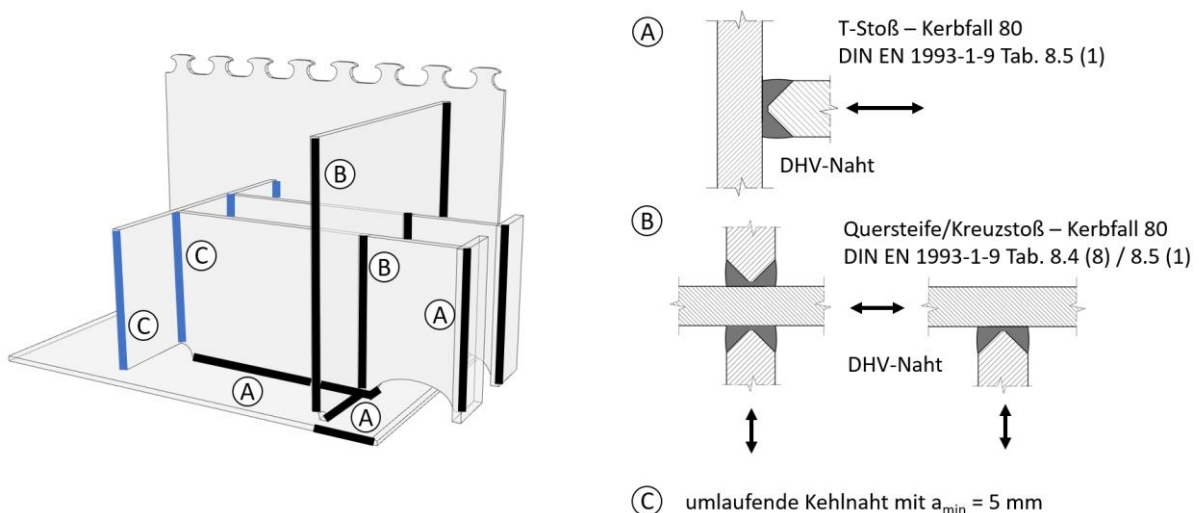


Abbildung 11: Schweißnähte im Stoßbereich

Neben der Einhaltung der Anforderungen nach EN 1090, DIN EN 1993-2, DIN EN ISO 9692, DIN EN 1993-1-9 und der ZTV-ING, sind für alle Schweißnähte mit der Bezeichnung A und B zerstörungsfreie Prüfungen durchzuführen, welche die einwandfreie Nahtqualität nachweisen.

Für die Montage stehen im Allgemeinen zwei Ausführungsvarianten zur Verfügung. Für die Variante *Verguss auf der Baustelle* werden die verzinkten Einzelsegmente mit Fertigteilplatten auf die Baustelle geliefert, wo sie auf temporären Gerüsttürmen aufgelagert werden. Der Verguss des Stoßes mit UHPFRC sowie das schließen der Lücke in der Fertigteilplatte am Stoß erfolgt im Anschluss, sodass im Weiteren die Ortbetonplatte hergestellt werden kann. Da bei der Ausführung dieser Variante viele Vorteile der Verbund-Fertigteil-Träger-Bauweise nicht genutzt werden können, sollte diese lediglich dann Anwendung finden, wenn die logistischen Randbedingungen der Baustelle dies zwingend erfordern.

3.3 Anzahl der Vergussstöße, Stoßpositionierung und Stoßausrichtung

Zur Gewährleistung eines optimalen Tragverhaltens und der Berücksichtigung eines günstigen Querkraftabtrags (siehe Kapitel 2.2) ist die Ausrichtung der Segmentseiten von besonderer Bedeutung. Dabei sollte der Stoß stets so ausgerichtet werden, dass die Stoßseite mit einer höheren Anzahl an T-Knaggen auf der Seite Richtung Feldmitte und die Stoßseite mit einer geringeren Anzahl an T-Knaggen auf der Seite Richtung Auflager angeordnet wird. Die Anordnung wird in Abbildung 12 veranschaulicht.

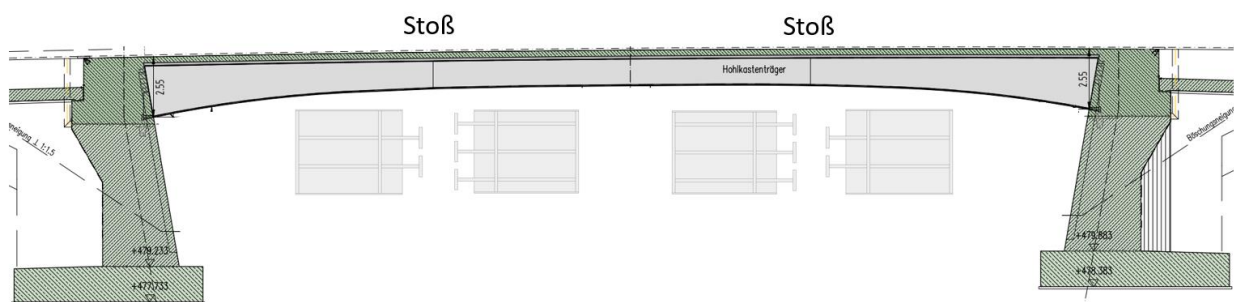


Abbildung 12: Ausrichtung der Stoßseiten

Bezüglich der Anzahl der Vergussstöße je Träger ergeben sich in Abhängigkeit der Spannweite unterschiedliche Möglichkeiten. So können beispielsweise für eine Brückenspannweite von ca. 30 m und bei Annahme einer maximalen Segmentlänge von 16 m folgende Varianten ausgeführt werden:

- Anordnung eines Stoßes etwa in Feldmitte (minimal mögliche Stoßzahl)
- Anordnung von zwei Stößen in den Momentennullpunkten (statisch günstige Stoßzahl)

In der Regel stellt die Anordnung der geringstmöglichen Anzahl an Vergussstößen die wirtschaftlichste Ausführungsvariante dar. Für den Spannweitenbereich zwischen 30 m und 45 m entspricht die Anordnung der minimalen Stoßzahl auch gleichzeitig der statisch günstigsten Stoßpositionierung, da ohnehin mindestens zwei Stöße erforderlich sind. Für Spannweiten zwischen 17,5 m und 29 m, kann hingegen die minimal mögliche Stoßanzahl dazu führen, dass infolge der statischen Dimensionierung, eine Erhöhung des Querschnitts oder die Fertigung mit zusätzlichen T-Knaggen des Vergussstoßes erforderlich wird. Für diese Fälle kann durch die Anordnung eines zweiten Stoßes, eine Positionierung in statisch deutlich günstigeren Momentenbereichen erfolgen. Die entsprechenden Varianten sind hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit gegeneinander abzuwägen.

Die Stoßpositionierung muss unter Berücksichtigung der einwirkenden Biegemomente und Querkräfte sowie deren Überlagerung erfolgen. Dabei darf der Vergussstoß ausschließlich in Momentenbereichen positioniert werden, in denen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und für Beanspruchungen infolge Ermüdungslastmodellen der Absolutwert des minimalen Biegemoments $M_{Ed,min}$ (negativ), das maximale Biegemoment $M_{Ed,max}$ (positiv), nicht übersteigt. Für Spannweitenbereiche in denen eine flexible Stoßpositionierung möglich ist, kann das Kriterium ohne Probleme eingehalten werden. Für Spannweitenbereiche, in denen die Positionierung aufgrund der maximal möglichen Segmentlängen eingeschränkt ist, erfolgt die Positionierung ohnehin in Momentenbereichen mit $|M_{Ed,max}| > |M_{Ed,min}|$. Da sich für die Ausführungsvariante mit Verguss im Werk durch die Positionierung der Stöße keine Auswirkung auf die Schnittgrößen am Vergussstoß ergeben, kann die Wahl der Stoßposition nach der Schnittgrößenermittlung erfolgen. Dies erleichtert den Planungsprozess, da die Schnittgrößenermittlung des Gesamtbauwerks ohne die Berücksichtigung der Stöße erfolgen kann.

4 Experimentelle Versuche

4.1 Ermüdungsverhalten feuerverzinkter T-Knaggen

Beim Verzinkungsprozess werden die Stahlbauteile in ein Zinkbad mit einer Temperatur von ca. 450°C getaucht. Infolge der unterschiedlichen Abkühlraten des Grundmaterials Stahl und der Zinkschicht, entstehen Mikrodefekte in der Zinkschicht nahe dem Grundmaterial. Wird das Bauteil im Folgenden einer Ermüdungsbeanspruchung ausgesetzt, können sich die Mikrodefekte in das Grundmaterial fortsetzen und das Ermüdungsversagen initiieren (siehe Abbildung 13) [10].

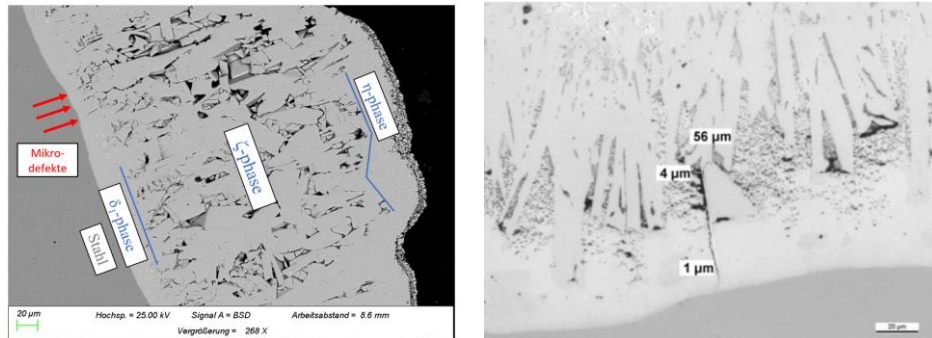


Abbildung 13: Zinkschicht-Phasen und Mikrodefekte am Übergang zum Grundmaterial infolge des Abkühlprozesses

Im Allgemeinen wirkt sich der Effekt der Feuerverzinkung vor allem bei hohen Kerbfällen mit entsprechend geringer geometrischer Kerbwirkung aus. Für Kerbfall 80 und kleiner überwiegt der Einfluss der geometrischen Kerbe im Vergleich zum Einfluss aus Mikrodefekten infolge der Verzinkung, sodass in bisherigen Versuchen in der Literatur keine Reduktion des Referenzkerbfalles der DIN EN 1993-1-9 erkennbar war [10]. Die T-Knaggen des Vergussstoßes werden entsprechend DIN EN 1993-1-9 dem Kerbfall 80 zugeordnet. Da in der Literatur bislang keine Untersuchungen zu feuerverzinkten T-Stößen vorliegen, wurden im Rahmen des Forschungsprojektes 27 T-Knaggen – davon 16 verzinkt und 11 unverzinkt – gefertigt und hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit geprüft. Die beiden Versuchsgruppen wurden jeweils mit vier unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten, bei einem Spannungsverhältnis von $R = 0,1$ belastet. Der Versuchsaufbau und die Abmessungen der Probekörper können Abbildung 14 entnommen werden.

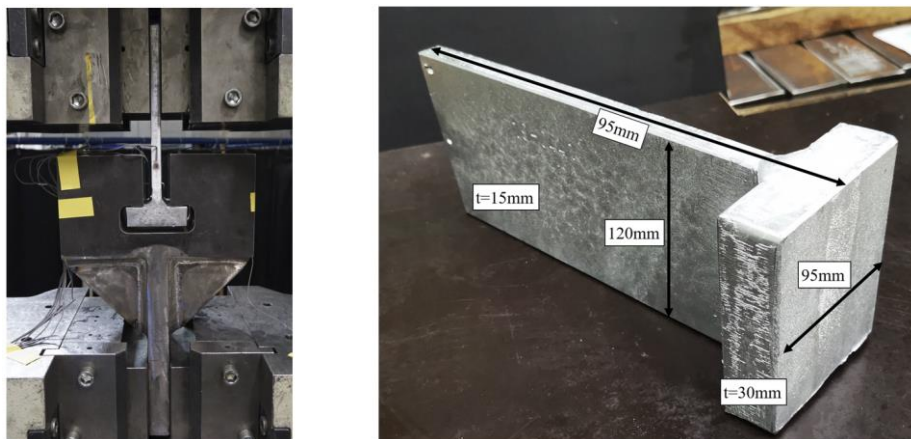


Abbildung 14: Versuchsstand und Probekörper der T-Knaggen-Versuche

Die Versuche wurden auf Grundlage des Nennspannungskonzepts nach DIN EN 1993-1-9 [7] und mithilfe des Perlenschnurverfahrens nach DIN 50100 [11] ausgewertet. Die Regressionsgerade der Versuche wurde mit einer Steigung von $m = 3$ und einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 97,5% erstellt. Abbildung 15 zeigt die Regressionsgeraden für die feuerverzinkte und unverzinkte Versuchsreihe sowie die Messergebnisse der Einzelversuche. Um den verfälschenden Einfluss einer ggf. unterschiedlichen Ausprägung der Imperfektionen in den beiden Versuchsreihen zu vermeiden, wurden die Exzentrizitäten infolge des Versuchsaufbaus mittels Dehnungsmessungen erfasst und bei der Berechnung der Spannungsschwingbreiten berücksichtigt.

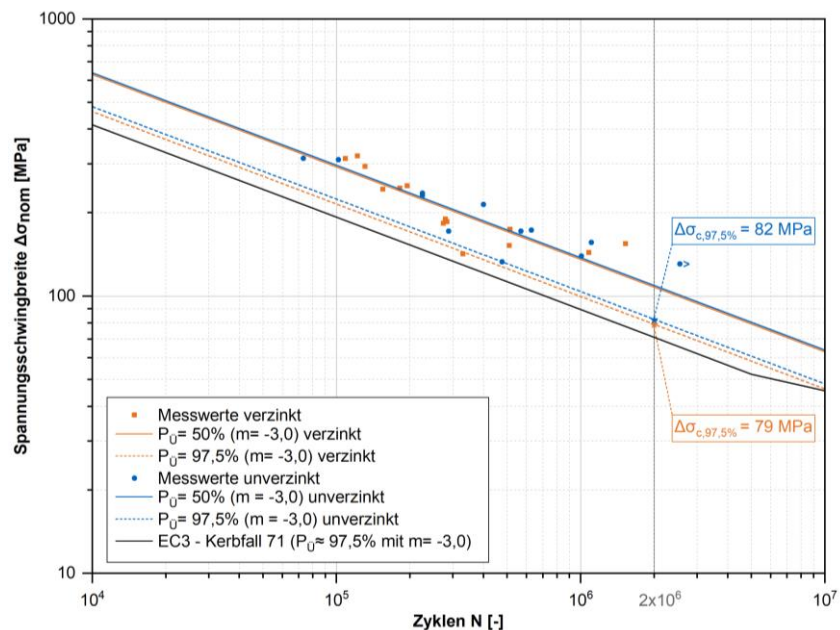


Abbildung 15: Wöhler-Kurven zu feuerverzinkten und unverzinkten T-Knaggen

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt nur einen sehr geringen, vernachlässigbaren Einfluss der Feuerverzinkung auf das Ermüdungsverhalten der T-Knaggen. Für Spannungsschwingbreiten über 200 N/mm² erreichen die Probekörper beider Versuchsreihen ähnliche Spannungsschwingspiele. Im Bereich unter 200 N/mm² ist für die verzinkte Versuchsreihe eine größere Streuung erkennbar, welche den minimal geringeren Bemessungskerbfall von $\Delta\sigma_{c,97,5\%} = 79$ N/mm² erklärt. Abgesehen von einem verzinktem Probekörper, versagten alle T-Knaggen für den betrachteten Kerbfall 80 typisch am Schweißnahtfuß des Steges.

4.2 Untersuchungen des Vergussmaterials

Die vom Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München durchgeführten Arbeitspakete dienten beginnend mit der Materialauswahl bzw. -entwicklung vor allem der Untersuchung der für die Anwendung als Vergussbeton relevanten Eigenschaften. Die dazu durchgeführten Untersuchungen sind vor dem Hintergrund zu sehen, dass beim Einsatz des Werkstoffs als Vergussbeton gerade bei Ingenieurbauwerken einerseits hohe Anforderungen an die Planung, Herstellung und Ausführung dieser Bauwerke gestellt werden und andererseits eingeführte technische Baubestimmungen für die Planung und Anwendung von ultrahochfestem Beton noch gänzlich fehlen. Geprägt waren die Untersuchungen ferner von

der Zielsetzung, dass der Vergussstoß sowohl in einem Herstellwerk mit entsprechender maschineller und personeller Ausstattung als auch mit deutlich einfacheren Mitteln auf der Baustelle ausgeführt werden soll.

Vor diesem Hintergrund wurde bereits frühzeitig im Projektverlauf ein Vergussbeton ausgewählt, der auf der Grundlage des von HeidelbergCement bereits auf dem Markt angebotene UHPC-Compound EFFIX® PLUS relativ einfach zielsicher hergestellt werden kann. Im Gegensatz zu anderen in Forschungsprojekten und Pilotanwendungen eingesetzten UHPC-Mischungen beinhaltet das Compound bereits die notwendigen feinen trockenen Bestandteile für die hochfeste Mörtelmatrix wie Bindemittel, Zusatzstoffe sowie Gesteinsmehle und -sande mit einem Größtkorndurchmesser von 0,5 mm, wodurch die Anwendung sowohl im Werk, als vor allem auch auf der Baustelle deutlich vereinfacht wird. Das Compound wird bereits werkmäßig hergestellt und auf dem Markt vertrieben, so dass bereits jetzt von einer gleichmäßigen und überwachten Produktqualität ausgegangen werden kann.

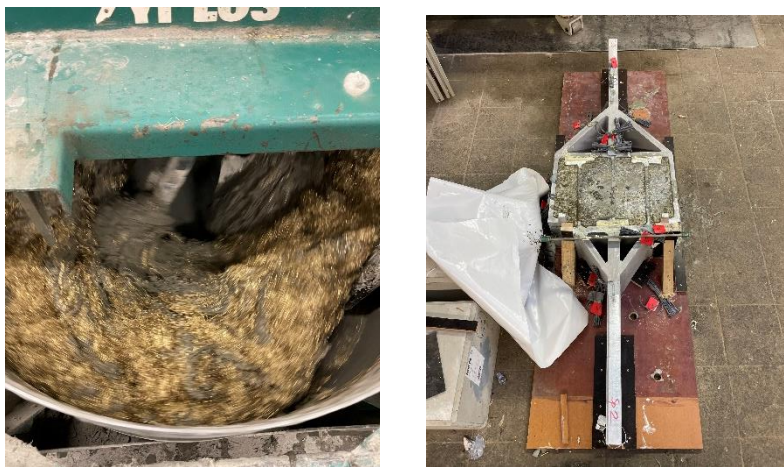


Abbildung 16: Herstellung des Vergussbetons im konventionellen Zwangsmischer und betonierter Probekörper

Über die wissenschaftliche Betreuung einer Pilotanwendung dieses ultrahochfesten Betons auf der Basis des Compounds im Brückenbau lagen bereits Erfahrungen mit diesem Werkstoff auf der Basis umfangreicher Materialuntersuchungen vor, die im Zuge des Pilotprojekts durchgeführt worden waren und nun vertieft ausgewertet wurden. Die Ergebnisse der Materialuntersuchungen im Zuge des Pilotprojekts repräsentieren die werkmäßige Herstellung des Vergussstoßes, wobei für die Produktion des ultrahochfesten Betons auf der Basis des Compounds ein Doppelwellenintensivmischer eingesetzt worden war. Im Hinblick auf die Baustellenanwendung wurden im Forschungsvorhaben ergänzend eine große Menge an Prüfkörpern mit vereinfachter, praxisgerechter Herstellungstechnik in Form eines konventionellen Zwangsmischers hergestellt und im Hinblick auf die Einordnung in Betonfestigkeitsklassen experimentell untersucht. Dabei konnte einerseits gezeigt werden, dass sowohl durch die werkmäßige Fertigung des Vergussbetons als auch mit baustellenüblicher Produktionstechnik innerhalb von Mischzeiten von fünf bis sieben Minuten die Betonfestigkeitsklasse C130/145 zielsicher erreicht werden kann. Die Ergebnisse der entsprechenden Versuchsauswertungen für die werkmäßige und die baustellengerechte Herstellung des Vergussbetons können auch als Grundlage für die im Hinblick auf die konkrete Anwendung noch zu formulierenden Konformitätskriterien dienen, wodurch ein Transfer in die Praxis deutlich erleichtert wird. Durch die Einordnung in die Betonfestigkeitsklasse C130/145

können viele relevante Ansätze für die Bemessung aus der im Entwurf vorliegenden DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton in der Version vom 21.04.2022 Anwendung finden.

Aus den mit hohem Aufwand durchgeführten großmaßstäblichen Bauteilversuche konnten nur bedingt Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten des Vergussbetons gewonnen werden, da es entweder ausschließlich zum Versagen der Stahlteile im Bereich des Vergussstoßes oder wegen der begrenzten Kapazität der Versuchseinrichtung kein Versagen des Vergussstoßes herbeigeführt werden konnte. Aus den Bauteilversuchen wurden deshalb vor allem Rückschlüsse auf die auftretenden lokalen Betonbeanspruchungen, also die Einwirkungsseite getroffen und entsprechende, auch für die Handrechnung geeignete Berechnungsansätze formuliert.

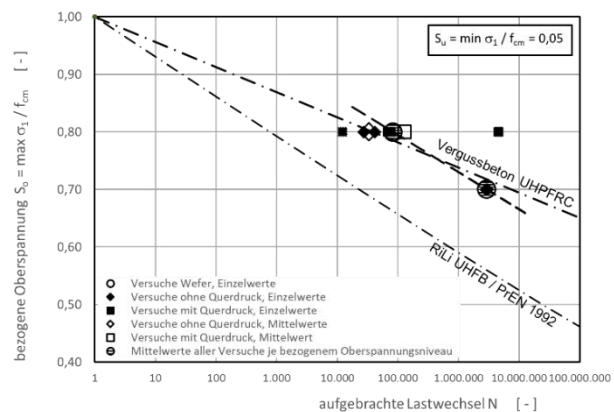
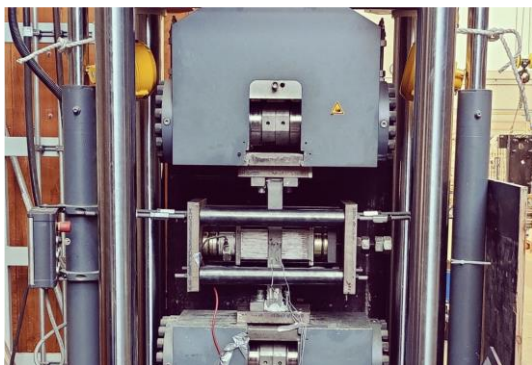


Abbildung 17: Ergebnisse der Ermüdungsversuche am Vergussbeton mit ein- und zweiaxialer (Foto links) Beanspruchung mit der Wöhlerlinie nach im Entwurf vorliegenden DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton

Die darüber hinausgehend durchgeführten umfangreichen Materialuntersuchungen konzentrierten sich deshalb auf projektspezifisch besonders relevante Thematiken, die wie die zeitliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften oder das Schwindverhalten in der Entwurfsfassung dieser Richtlinie nicht bzw. nicht hinreichend geregelt sind oder, so wie das Ermüdungsverhalten, wegen ihrer besonderen Bedeutung, einer eingehenderen Analyse bedürfen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen können in Kombination mit den im Entwurf der DAfStb-Richtlinie Ultrahochfester Beton enthaltenen und durch die hier durchgeführten Untersuchungen ergänzten Materialwiderstandsmodellen – und damit also weitgehend ohne Berücksichtigung der am Bauwerk ggf. zusätzlich konstruktionsabhängig auftretenden günstigen Randbedingungen - zu einem schlüssigen Bemessungskonzept kombiniert werden.

Im Hinblick auf die Anwendung des Vergussbetons stehen damit alle notwendigen Berechnungs- und Bemessungsgrundlagen für die konkrete Umsetzung Planung und Ausführung der Vergussstöße zur Verfügung.

4.3 Feuerverzinkte Bauteile in Kontakt mit faserbewehrtem UHPC

Die Versuche am Realsystem zeigen, dass es einen signifikanten Einfluss der Fasern auf die Wasserstoffentwicklung im UHPC gibt. So ist zum einen die Dauer der Wasserstoffentwicklung vom Vorhandensein der Fasern abhängig. Die Abbildung 18 visualisiert den Bereich und die Dauer der Wasserstoffentwicklung für einen UHPC mit Zugabe von Fasern.

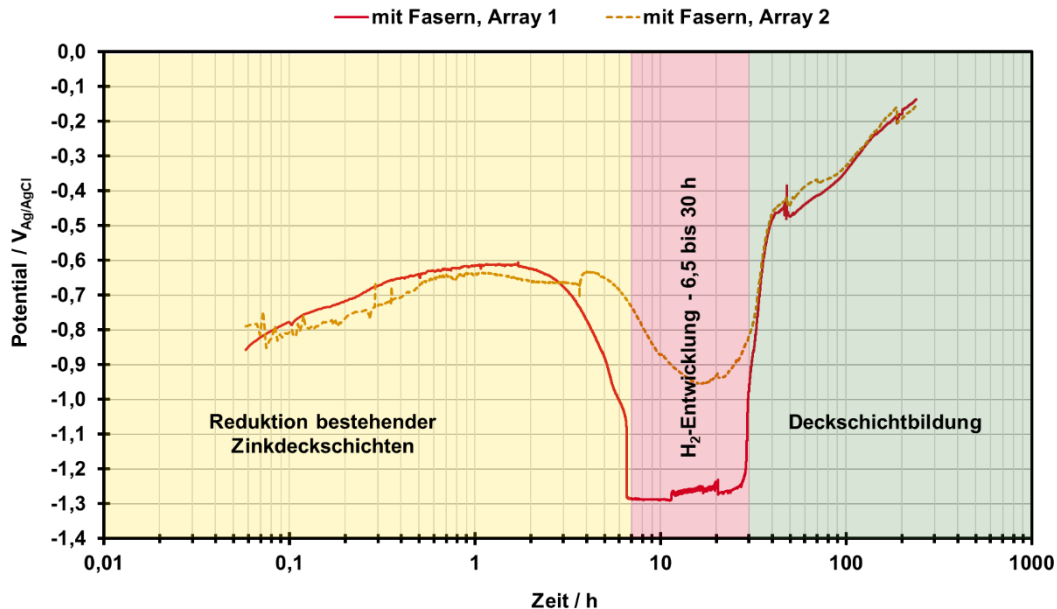


Abbildung 18: Zeitabhängiger Potentialverlauf einer Zinkschalung in Kontakt mit Effix-Plus unter Zugabe von vermessingten Fasern; Visualisierung des Bereichs und der Dauer der Wasserstoffentwicklung

Eine Wasserstoffentwicklung an der Zinkoberfläche tritt bereits in der Frischbetonphase ab 6,5 Stunden auf. Somit kann durch die Wasserstoffentwicklung das Porengefüge des Betons im Phasengrenzbereich Zinkschalung/ Beton bzw. verzinktes Bauteil/ Beton beeinflusst zu werden.

Anhand der Potentialmap in der Abbildung 19 zeigt sich, dass die im UHPC vorhandenen Fasern teilweise, bis zu einem Abstand von 1 cm in der Vertikalen, leitfähig mit der Zinkoberfläche verbunden sind und an der Wasserstoffentwicklung beteiligt werden können. Die Potentialmap zeigt das gemessene Potential der einzelnen eingebetteten Stahlstäbe. Die Faserbewehrung führt zu einer teilweisen elektrischen Verbindung im Bereich der höchsten Dichte der Stahlstäbe zur Zinkschalung. Daraufhin verschiebt sich das Potential zu negativen Werten unter $1,10 \text{ V}_{\text{Ag}/\text{AgCl}}$ und es kommt zur Wasserstoffentwicklung an der Stahloberfläche. In Bereichen mit größeren Abständen zwischen den Stahlstäben und zur Zinkschalung ist kein elektrischer Anschluss gegeben. Die signifikante Polarisierung der Stahlfasern erfolgt im Nahbereich zur Zinkschalung aufgrund des geringen Elektrolytwiderstandes (Phasengrenzreaktion). Der Elektrolytwiderstand wird signifikant durch die Fasern beeinflusst und die Phasengrenzreaktionen an den Fasern ersetzen die elektrolytische Leitfähigkeit.

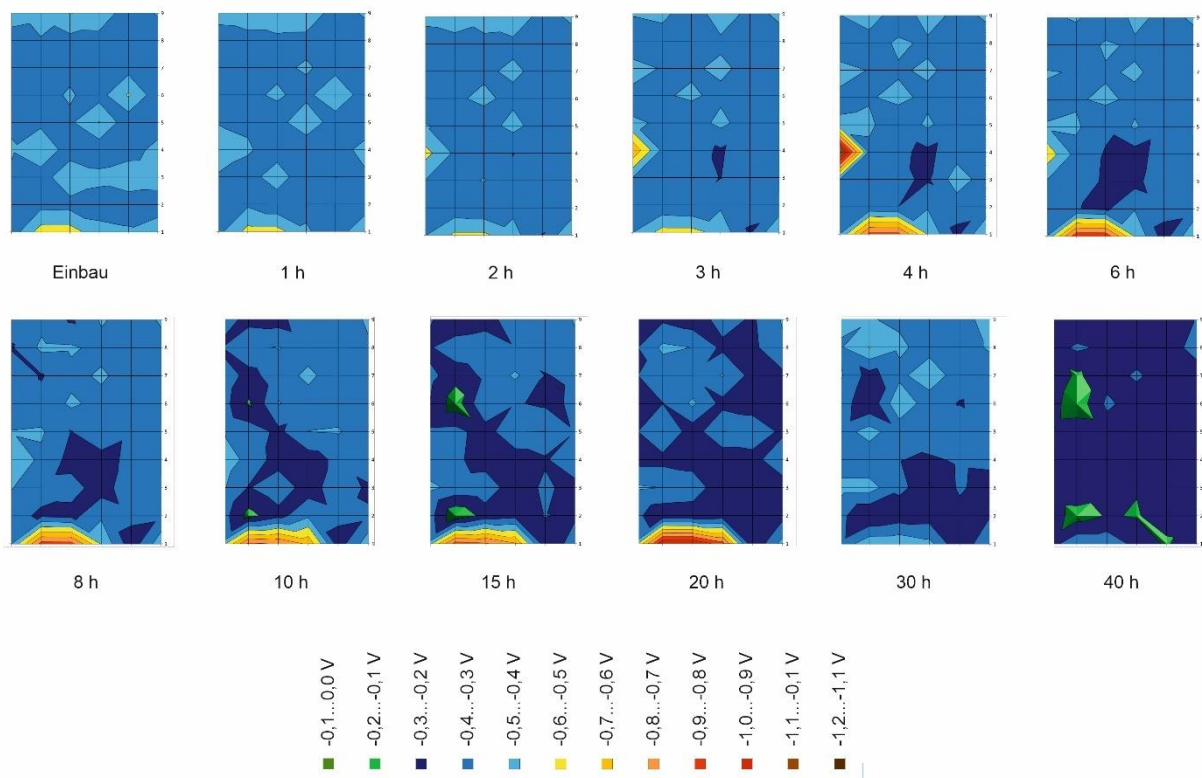


Abbildung 19: Ergebnisse des Potentialmappings mittels Arrays in Abhängigkeit der Zeit; Zinkschalung in Kontakt mit Effix-Plus, unlegierte Stahlstäbe als Potentialsensoren, Zugabe von vermessigten Fasern; Angaben in $V_{Ag/AgCl}$

Eine Wasserstoffentwicklung während der Frischbetonphase ist im Phasengrenzbereich Beton/ verzinktes Bauteil immer gegeben. Anhand dieser Erkenntnisse zur Wasserstoffentwicklung und zur Eigenkorrosion der Werkstoffe sind Abhilfemaßnahmen zur Unterbindung der Wasserstoffentwicklung in der Frischbetonphase zu empfehlen.

Aufgrund der randnahen Gefügebeeinflussung durch die Wasserstoffentwicklung bei hohen pH-Werten müssen Gegenmaßnahmen ergriffen werden. Die Wasserstoffentwicklung in der Frischbetonphase ist durch geeignete Konversionsschichten, Betonzusatzmittel oder mittels Beschichtungsmaßnahmen zu unterbinden. Die Beschichtung ist quasi bauaufsichtlich geregelt [12] und somit vorzugsweise zu verwenden.

So können beispielsweise speziell entwickelte Epoxidbeschichtung zur Entkopplung der verzinkten Teile vom Elektrolyten (Beton) an der Oberfläche verwendet werden. Die Wirkung einer Beschichtung der verzinkten Oberfläche auf das Korrosionssystem und das gemessene Potential ist maßgebend für die Schutzeigenschaften. Die gemessenen Mischpotentiale (Abbildung 20) entsprechen ungefähr dem freien Korrosionspotential des Stahls. Eine Wasserstoffentwicklung ist zu keinem Zeitpunkt gegeben. Die Auswirkung einer Beschichtung auf die umgesetzte Ladungsmenge basiert auf der nicht mehr vorhandenen signifikanten Potentialdifferenz und der daraus resultierenden Treibspannung. Die umgesetzte Ladungsmenge wird um mehrere Größenordnungen auf vernachlässigbare Werte herabgesetzt. Die Auswirkung der Beschichtung des Zinks auf die Lage des Mischpotentials ist in Abbildung 20 zusammengefasst.

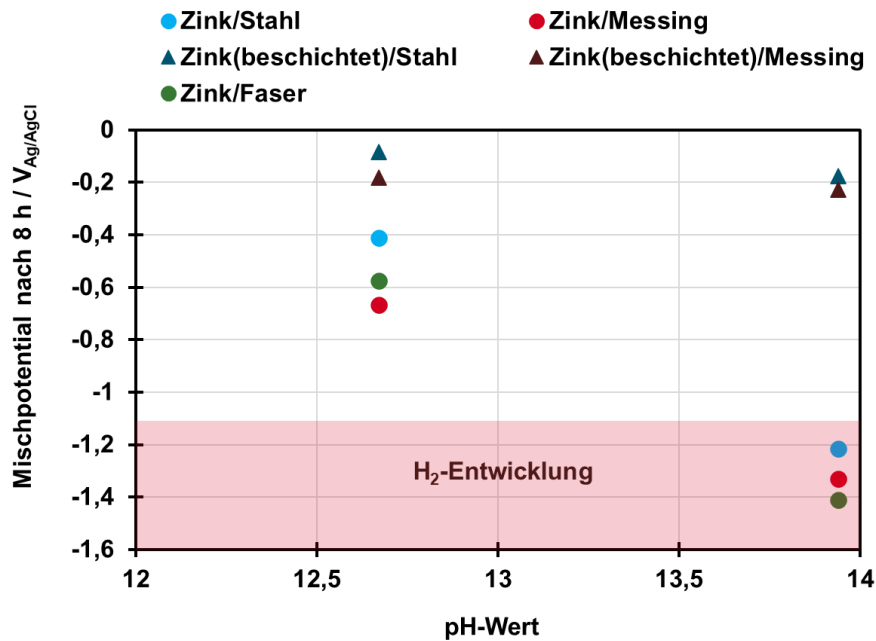


Abbildung 20: Lage des Mischpotentials verschiedener kurzgeschlossener Systeme in Kontakt mit künstlichen Betonporenlösungen; Visualisierung des Bereichs der Wasserstoffentwicklung und des Einflusses einer Beschichtung des Zinks

Die Wirkung der Beschichtung ist deutlich sichtbar. So wird bei allen beschichteten Themen die Verschiebung des Mischpotentials zu negativeren Werten verhindert und Potentiale unterhalb von $-1,1 V_{Ag/AgCl}$ liegen nicht vor. Somit findet auch keine Wasserstoffentwicklung an den Fasern statt. Die umgesetzte Ladungsmenge resultiert deshalb aus der Sauerstoffreduktion.

Eine Beschichtung der verzinkten Schalung bietet bei wenig Mehraufwand und geringen Kosten die folgenden Vorteile:

- Eine Beschichtung des Zinks vermindert auch dessen anfänglich starke Eigenkorrosion bei Kontakt zu hochalkalischen Medien.
- Die Beschichtung unterbindet die elektrochemischen Reaktionen und resultiert in einer signifikanten Verminderung der Wasserstoffentwicklung auf vernachlässigbare Werte. Eine Störung der Phasengrenze des Betons wird dadurch vermieden.

Geeignet für eine Beschichtung sind alle Beschichtungsstoffe, die keine metallenen Pigmentierungen enthalten und beständig gegenüber hochalkalischen Lösungen sind. Im besonderen Maße ist darauf zu achten, dass keine aluminiumpulverhaltigen Sprays oder Beschichtungsstoffe verwendet werden.

4.4 Großträgerversuche

Mithilfe von zwei statischen Großträgerversuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten des Vergussstoßes evaluiert. Durch die realitätsnahe Ausführung des Vergussstoßes und die realitätsnahe Einwirkung bei der Versuchsdurchführung konnten auch die Spaltöffnung, der Ausschäl-Effekt und die Zugbelastung auf die Verbunddübelleiste untersucht und bewertet werden. Die Stahlbauteile der Großträger wurden im Werk der Züblin Stahlbau GmbH unter Einhaltung der Vorgaben entsprechend der für den Brückenbau üblichen Ausführungsklasse EXC 3 nach DIN EN 1090-2 gefertigt. Um kritische oder schwer zugängliche Stellen bei der Fertigung zu identifizieren, wurden alle Bauteile, Abstände und Schweißnähte entsprechend der Ausführung eines Vergussstoßes in einem realen Brückenbauwerk ausgeführt. Die Stahlbauteile der Großträger wurden aus S355 J2 und der Stahlbetonobergurt mit einem Normalbeton der Festigkeitsklasse C35/45 gefertigt. Die Feuerverzinkung erfolgte durch die Zinkpower Schörg GmbH.



Abbildung 21: Fertigung der Stahlbauteile, Feuerverzinkung und Dehnmessstreifen

Die verzinkten Einzelsegmente wurden in der Prüfhalle der Technischen Universität München zusammengesetzt und Dehnmessstreifen an den relevanten Stellen appliziert. Zur Vermeidung der Wasserstoffbildung infolge des Kontakts der verzinkten Oberflächen mit der UHPFRC-Frischbetonphase, wurden vor dem Verguss alle lastabtragenden Flächen mit dem Beschichtungsgebilde ZX-20 von Reicolor versehen. Nach ausreichender Trocknungszeit erfolgte der Verguss des Stoßbereiches mit dem faserbewehrten Compound Effix-Plus von HeidelbergCement. Anschließend erfolgten die Schal- und Bewehrungsarbeiten für den Stahlbetonobergurt.



Abbildung 22: Vorbereitung / Verguss des Stoßbereiches und Bewehrungsarbeiten

Die Krafteinleitung erfolgte im Versuch über hydraulische Druckzylinder am Ende von Bauteil 1. Als statisches System ergab sich demnach ein Einfeldträger mit Kragarm mit einer Lasteinleitung am Ende des Kragarmes. Dabei weisen Einfeldträger und Kragarm eine identische Systemlänge von 6,0 m auf. Der Abstand zwischen Lasteinleitung und der Mitte des Vergussstoßes wurde unter Berücksichtigung des Momenten-Querkraftverhältnis und eines ausreichenden Abstandes zur Störzone am mittleren Zuglager zu ca. 4,56 m gewählt.



Abbildung 23: Großträger und Prüfraumen

Die Auswertungen der Last-Verformungskurven zeigen bis zu einem Biegemoment von ca. 800 kNm ein linear-elastisches Verhalten des Stoßes. Bei weiterer Laststeigerung nehmen die Verformungen überproportional zu, wobei bis zu einem Biegemoment von 1250 kNm lediglich ein moderates plastisches Verformungsverhalten erkennbar ist. Dies konnte auch mithilfe der Finite-Elemente-Simulationen nachgewiesen werden, welche anhand der globalen Verformungsmessungen und den Dehnungsmessungen kalibriert wurden und bei einem Moment von 1250 kNm maximal ca. 1,0 % plastische Dehnung aufweisen. Die maximale Traglast konnte aufgrund der hohen Rotationkapazität des Stoßes in beiden Versuchen nicht erreicht werden. So weist Versuch 02 selbst bei einer Momentenbeanspruchung von ca. 1800 kNm noch Traglastreserven auf. Die hohe Rotationskapazität und Traglaststeigerungen nach Erreichen des elastischen Grenzmoments lassen auf das reine Stahlversagen der T-Knaggen schließen.

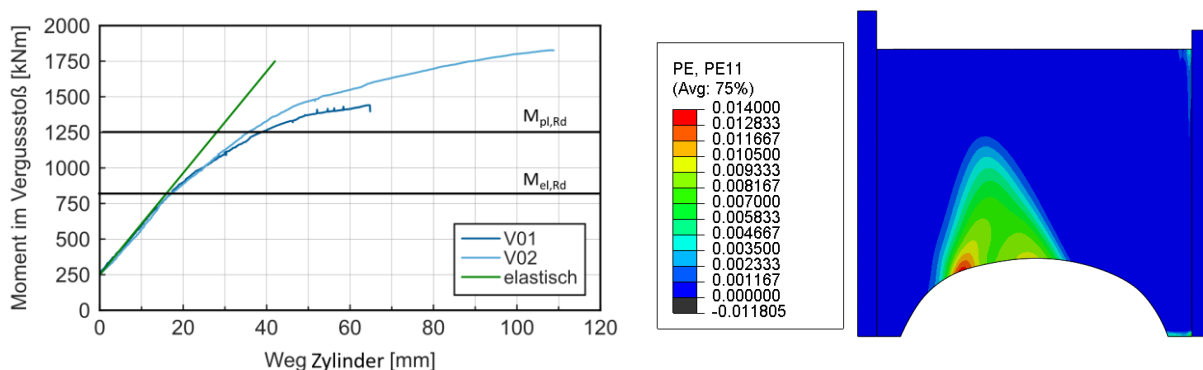


Abbildung 24: Last-Verformungsverhalten und plastische Haupt-Dehnungen bei Erreichen $M_{pl,Rd}$

Für die Erarbeitung der Bemessungsmodelle wurde auf Grundlage der Versuchsergebnisse das plastische Widerstandsmoment bei einem Maximalwert von 1,0 % plastischer Dehnung (ohne elastischem Dehnungsanteil) der T-Knaggen festgelegt.

Bezüglich des Ausschäl-Effekts wiesen die Versuchsträger infolge der geringen Querschnittshöhe eine ungünstige Geometrie auf, da die Ausprägung des Ausschäl-Effekts mit steigender Querschnittshöhe abnimmt. In beiden Versuchen konnte kein Auszugversagen der Dübelzähne im Bereich des Vergussstoß beobachtet werden, sodass bei entsprechender Bewehrungsführung im Stoßbereich, ein Dübelversagen infolge des Ausschäl-Effekts ausgeschlossen werden kann. Hierfür wird im Bereich der Segmentenden am Stoß, an den ersten drei Zähnen der Verbunddübeleisen, jeweils ein zusätzlicher Bewehrungsstab als Querbewehrung in jeder Sicke vorgesehen, sodass zwischen den einzelnen Zähnen jeweils zwei Querbewehrungsstäbe angeordnet werden (siehe Abbildung 21 links). Die Stäbe sind etwa in Mitte der Ausrundung zu platzieren. Laut Claßen [13] erreichen querbewehrte Verbunddübelzähne im Mittel eine Traglaststeigerung von 40 % für Zugbeanspruchung gegenüber der unbewehrten Variante. Zusätzlich werden die ersten beiden Verbunddübelzähne mit einer Verstärkungsbewehrung ausgeführt. Hierfür werden Löcher in die Stahlzähne gebohrt und anschließend zusätzliche Querbewehrungsstäbe durch die Löcher eingefädelt (siehe Abbildung 21 rechts). Dieses Vorgehen verstärkt den Effekt der Dübelwirkung zusätzlich und führt zu einer Erhöhung der Auszugtragfähigkeit um bis zu ca. 75 % [13].

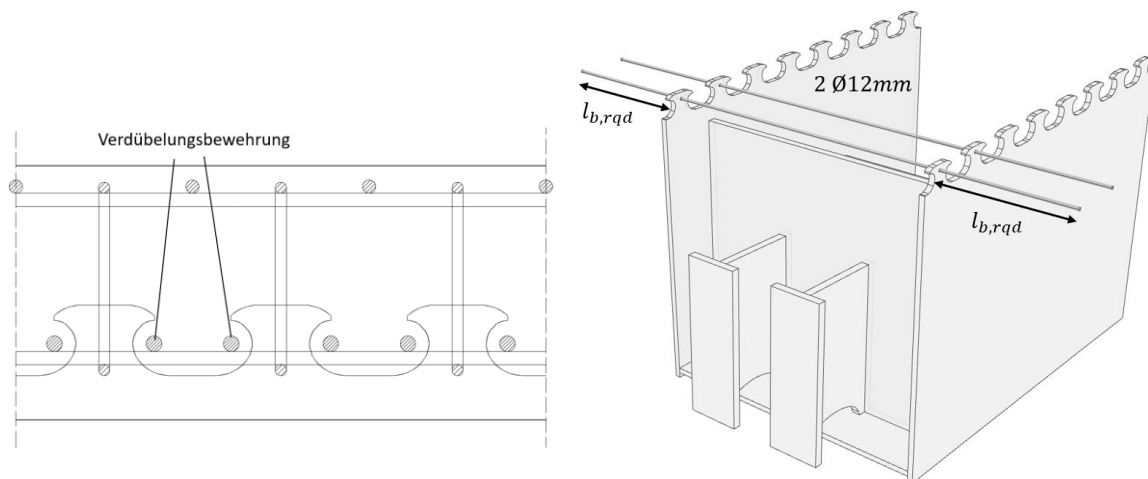


Abbildung 25: Verdübelungsbewehrung (links) und konstruktive Verstärkungsbewehrung (rechts) zur Vermeidung des Betonausbruchs infolge Ausschäleffekt

5 Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurde ein Vergussstoß entwickelt, der die Möglichkeit eröffnet, Rahmenbrücken in Verbund-Fertigteil-Träger-Bauweise feuerverzinkt und gänzlich wartungsfrei auszuführen. Durch den entwickelten Stoß kann bei feuerverzinkten Brücken mit kleinen und mittleren Spannweiten auf eine nachträgliche Spritzverzinkung des Montagestoßes oder eine gleitfest vorgespannte Schraubverbindung verzichtet werden.

Zur Gewährleistung einer ermüdungs- und verzinkungsgerechten sowie dauerhaften Ausführung wurden im Forschungsprojekt Leitdetails in Zusammenarbeit mit dem Gemeinschaftsausschuss Verzinken und dem projektbeteiligten Ausschuss entwickelt. Die verzinkungsgerechte Ausführung umfasst auch die Trennung der Dreiphasengrenze Verzinkter Stahl, Beton und Atmosphäre durch geeignete Einbauteile wie z.B. EPDM Bänder. Konstruktive Vorgaben im Rahmen von Leitdetails zur Bewehrungsführung an der

Verbunddübelbleiste gewährleisten einen sicheren Kraftabtrag zwischen Stahlhohlkasten und Betonobergurt im Stoßbereich.

Auf Grundlage der Ergebnisse der experimentellen Versuche – den Ermüdungsversuchen der feuerverzinkten T-Knaggen und den Großträgerversuchen - sowie zahlreicher Finite-Elemente-Simulationen, wurde ein umfangreiches Bemessungskonzept für den Vergussstoß entwickelt, welches auch den Ermüdungsnachweis umfasst.

Literatur

- [1] *D. Ungermann et al.*: Forschungsvorhaben P 835 / IGF-Nr. 351 ZBG - Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau. Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2014.
- [2] *U. Kuhlmann et al.*: Forschungsvorhaben P 843 / IGF-Nr. 353 ZN - Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit. Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2016.
- [3] *Ungermann, D.; Rademacher, D.; Oechsner, M. et al.*: Feuerverzinken im Brückenbau – Teil 2: Feuerverzinkung als lebenslanger Korrosionsschutz für den Brückenbau. *In*: Stahlbau, Vol. 84 (2015), Iss. 2, pp. 119-123. <https://doi.org/10.1002/stab.201510227>.
- [4] *Bauforum Stahl*: Entwurfshilfe zum Einsatz von feuerverzinkten Bauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau.
- [5] DIN EN 1090-2:2018-09: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018.
- [6] DIN EN ISO 5817:2021-08 - Entwurf: Schweißen - Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) - Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten (ISO/DIS 5817:2021); Deutsche und Englische Fassung prEN ISO 5817:2021.
- [7] DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [8] DIN EN ISO 13920:1996-11: Schweißen - Allgemeintoleranzen für Schweißkonstruktionen - Längen- und Winkelmaße; Form und Lage (ISO 13920:1996); Deutsche Fassung EN ISO 13920:1996.
- [9] *Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur*: Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten – RE-ING, 2022.
- [10] *D. Rademacher*: Zur sicheren Anwendung feuerverzinkter Bauteile im Stahl- und Verbundbrückenbau. Dortmund, Technische Universität Dortmund, Dissertation.
- [11] DIN 50100:2022-12: Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile.
- [12] *Deutsches Institut für Bautechnik*: DIBt Z-1.4-165: Feuerverzinkte Betonstähle, 2018.
- [13] *M. Claßen*: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Verbunddübelbleisten und großen Stegöffnungen. Aachen, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule, 2016.