

29. Münchener Massivbau Seminar

21. November 2025



Leitung

Ordinarius
Lehrstuhl für Massivbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Dipl.-Wirt. Ing.
Oliver Fischer

© Förderverein Massivbau der TU München e.V. 2025

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen und Warenbezeichnungen usw. in diesem Buch berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz- Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürfen.

Sollte in diesem Werk direkt oder indirekt auf Gesetze, Vorschriften oder Richtlinien (z.B. DIN, VDI, VDE) Bezug genommen oder aus ihnen zitiert worden sein, so kann der Förderverein Massivbau der TU München e.V. keine Gewähr für die Richtigkeit, Vollständigkeit oder Aktualität übernehmen. Es empfiehlt sich daher, ggf. für eigene Arbeiten die vollständigen Vorschriften oder Richtlinien in der jeweils gültigen Fassung heranzuziehen.

Unser besonderer Dank gilt allen Autoren, unterstützenden Organisationen und Unternehmen, die das Münchener Massivbau Seminar ermöglicht haben. Zudem möchten wir den beteiligten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls für Massivbau für die Organisation danken.

Vorwort

Sehr geehrte Damen und Herren,
verehrte Gäste und Mitglieder unseres Fördervereins,
liebe Kolleginnen und Kollegen,

auch in diesem Jahr ist es mir eine besondere Ehre, Sie zum mittlerweile 29. Münchener Massivbau Seminar an der Technischen Universität München (TUM) begrüßen zu dürfen.

Das Münchener Massivbau Seminar wird wiederum gemeinsam durch den *Förderverein Massivbau der TU München e.V.* und den *Lehrstuhl für Massivbau* der TUM ausgerichtet. Nach der Erstauflage im Jahr 1997, anlässlich des 70. Geburtstags von Prof. Kupfer, hat sich unser Seminar in den zurückliegenden Jahren als beliebte Veranstaltung und Austauschplattform in der Fachwelt etabliert und stetig weiterentwickelt. Dabei sind wir bis heute dem ursprünglichen Ansatz im Kern treu geblieben: mit praxisrelevanten Beiträgen, aktuellen Entwicklungen, anspruchsvollen Planungs- und Bauvorhaben sowie mit neuen Erkenntnissen aus der Forschung wollen wir forschende, planende und ausführende Ingenieurinnen und Ingenieure aus dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau ansprechen.

Unsere Referentinnen und Referenten aus Forschung und Praxis berichten über die Fortschreibung der Regelwerke und aktuelle Herausforderungen ebenso wie über herausragende Bauvorhaben, über besondere statisch-konstruktive Fragestellungen und vielversprechende Entwicklungen im konstruktiven Ingenieur- und Brückenbau sowie im Tief- und Tunnelbau – vom nachhaltigen Entwurf, über Planung und Realisierung bis hin zur Beurteilung, der Ertüchtigung/Verstärkung

und des Umbaus der bestehenden Bausubstanz. Zudem erhalten Sie wieder einen Einblick in laufende Forschungsvorhaben und aktuelle Entwicklungen am *Lehrstuhl für Massivbau* und der angegliederten experimentellen Forschungseinrichtungen, dem *Laboratorium Konstruktiver Ingenieurbau* sowie dem *Materialprüfamt für das Bauwesen, Prüfamt Konstruktiver Ingenieurbau*. Der vorliegende Tagungsband enthält eine Schriftfassung der Vorträge und steht darüber hinaus in digitaler Form zum Download zur Verfügung (siehe vorletzte Seite). Wir freuen uns auf interessante Vorträge, auf viele anregende Gespräche mit einem intensiven und fruchtbaren fachlichen Austausch sowie auf die erfolgreiche Fortsetzung der Zusammenkunft der Massivbauer/-innen an der TUM. Unser Seminar soll dabei wieder eine Brücke zwischen der Wissenschaft und der Praxis schlagen und als gemeinsame Plattform die Diskussion innovativer und ganzheitlicher Ingenieurlösungen anregen. Die Teilnehmer rekrutieren sich traditionell vor allem aus Ingenieurbüros und Baufirmen, aus der Bauverwaltung, aus Verbänden und anderen Einrichtungen rund um das gesamte Bauwesen und benachbarten Disziplinen. Darüber hinaus verzeichnen wir über die Jahre hinweg eine erfreulich steigende Zahl an teilnehmenden Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern aus dem In- und Ausland sowie interessierten Studierenden.

Auf der Abendveranstaltung wird traditionell auch der mit 2.500 € dotierte „Münchener Massivbau Preis“ durch den Vorsitzenden des Förderverein Massivbau der TU München e.V., Herrn Dipl.-Ing. (FH) Ralf Wulf, verliehen. Mit diesem durch den *Förderverein Massivbau der TU München e. V.* ausgelobten Preis werden jährlich herausragende Absolventinnen und Absolventen des Masterstudiums Bauingenieurwesen mit Schwerpunkt Massivbau ausgezeichnet. Darüber hinaus wird zum dritten Mal das „Münchener Massivbau Stipendium“ des Fördervereins vergeben, mit dem jeweils für ein Kalenderjahr zwei besonders qualifizierte Studierende im Masterstudium mit je 300 € monatlich unterstützt werden. Die neuen Stipendiaten des Fördervereins werden wiederum im Rahmen der Abendveranstaltung vorgestellt. Ganz neu in diesem Jahr ist die erstmalige Vergabe des mit 1.500 € do-

tierten „münchener massivbau preis“ für den erfolgreichen Abschluss des Bachelorstudiums. Das Preisgeld für das Bachelorstudium wird durch die Maria und Ernst Keuser Stiftung gespendet. Bei allen Vortragenden, bei den Verfassern der Seminarbeiträge, den ausstellenden Firmen, allen Unterstützern und Mitgliedern unseres *Förderverein Massivbau der TU München e.V.* sowie bei den in die Vorbereitung und die Durchführung eingebundenen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls für Massivbau bedanke ich mich herzlich für das Zustandekommen des Seminars.

Zu danken ist auch den nachfolgend genannten Organisationen und Unternehmen, die die Veranstaltung und die Erstellung des Tagungsbandes finanziell unterstützen.

- ▷ Adolf Würth GmbH & Co. KG
- ▷ bauart Konstruktions GmbH & Co. KG
- ▷ Dr. Baumgärtner GmbH
- ▷ BBV Systems GmbH
- ▷ Bergmeister Ingenieure GmbH
- ▷ BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG
- ▷ Büchting + Streit AG
- ▷ Dlubal Software GmbH
- ▷ Grimm und Partner Beratende Ingenieure PartGmbH
- ▷ Haumann & Fuchs Ingenieure AG
- ▷ henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH
- ▷ Hilti Deutschland AG
- ▷ ISP - Scholz Beratende Ingenieure AG
- ▷ Konstruktionsgruppe Bauen AG
- ▷ Technische Universität München, MPA BAU/Massivbau

- ▷ SOCOTEC Deutschland Holding GmbH
- ▷ SOFiSTiK AG
- ▷ SSF Ingenieure AG
- ▷ Suess Staller Schmitt Ingenieure GmbH
- ▷ SuessCo Sensors GmbH
- ▷ Steeltec AG
- ▷ Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
- ▷ WTM Engineers GmbH
- ▷ ZM-I München GmbH

Mein wissenschaftliches Team und ich freuen uns wieder auf interessante Vorträge aus verschiedensten Bereichen des Massivbaus, auf eine rege fachliche Diskussion und die erfolgreiche Fortsetzung unserer Zusammenkunft der im Massivbau und dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau tätigen Ingenieurinnen und Ingenieure an der Technischen Universität München. Gleichzeitig möchten wir Sie bereits heute auf den nächsten Termin hinweisen und laden Sie ein, uns auch im kommenden Jahr am Freitag, den 27. November 2026, anlässlich des 30. Münchener Massivbau Seminar an der TUM zu besuchen. Merken Sie sich bitte die Jubiläumsveranstaltung vor und bleiben Sie uns gewogen.

Oliver Fischer

München, im November 2025

Inhalt

Carolabrücke in Dresden – Erkenntnisse und Schlussfolgerungen.....	1
Gero Marzahn	
Die Luegbrücke im Zuge der Brennerautobahn – Herausforderungen im Bestand und beim Neubau.....	15
Peter Augschöll	
Die Generalsanierung des Diözesanmuseums in Freising aus Sicht der Tragwerksplanung – ein Werkbericht	27
Hjalmar Schoch	
Second hand concrete – Wiederverwendung von tragenden Betonbauteilen („re-use“).....	39
Jonas Geng, Robin Mecka, Oliver Fischer	
Stahlfaserbetontübbings – experimentelle Untersuchungen, Berechnung/Bemessung und Einfluss der Faserorientierung Maximilian Kronau, Oliver Fischer	55
Modellierung von (Stahlfaser)Beton mit einem mesoskalen Ansatz – aktuelle Entwicklungen und Potentiale für die Anwendung.....	69
Saeid Mehrpay, Antonio Cibelli, Jan Vorel, Roman Wan-Wendner	
CO₂-reduzierte Betone im Ingenieurbau – aktuelle Entwicklungen, Potentiale und Grenzen für die Anwendung.....	85
Tobias Schack, Michael Haist	

Modulares, direkt befahrbares Längsträgersystem für den schnellen Ersatzneubau – dargestellt anhand von zwei Autobahnbrücken in Bayern	95
Tobias Steigerwald	
Entwicklung konsistenter Verkehrslastmodelle für Schwertransporte – ein probabilistischer Ansatz	107
Tepho Thibault, Marcel Nowak, Oliver Fischer	
Der Fehmarnbelt-Tunnel: Fortschritt bei Nordeuropas bedeutendstem Infrastrukturprojekt	121
Gregory Formichella	
Planungsherausforderungen am Haltepunkt Hauptbahnhof der 2. S-Bahn-Stammstrecke und angrenzender Bauwerke	
Michael Weizenegger, Michael Schneider	133
Neuer Abschnitt der U6 München nach Martinsried - U-Bahnhof unterm Mikroskop.....	145
Florian König, Anna Reitenspieß	
Inserentenverzeichnis	159
Digitale Version zum Download.....	161

Carolabrücke in Dresden – Erkenntnisse und Schlussfolgerungen

<https://doi.org/10.14459/mbs29.01>

Gero Marzahn



Gero Marzahn, Prof. Dr.-Ing.

Studium Bauingenieurwesen, TH Leipzig

1994-95 Projektleiter Ingenieurbüro

1995-2000 Wiss. Mitarbeiter

2000 Promotion am Lehrstuhl für Massivbau und
Baustofftechnologie der Universität Leipzig

2000-01 Post-Doc University of Colorado at
Boulder, Colorado, USA

2001-05 Projektleiter Ingenieurbüro

2005-14 Landesbetrieb Straßenbau.NRW

seit 2015 Bundesministerium für Verkehr (BMV)

Der Teileinsturz der Carolabrücke in Dresden am 11. September 2024 erschütterte die Fachwelt. Das plötzliche Versagen einer innerstädtischen, verkehrlich bedeutsamen Brücke unter Betrieb wirft grundlegende Fragen auf. Ursachen und Gründe dieses Unglücks werden derzeit intensiv aufbereitet, um daraus notwendige Schlussfolgerungen auch zum weiteren Umgang mit Spannbetonbrücken abzuleiten.

The partial collapse of the Carola Bridge in Dresden on September 11, 2024, shocked the expert community. The sudden failure of an inner-city, traffic-critical bridge while in operation raises fundamental questions. The causes and reasons for this accident are currently being intensively investigated and analyzed in order to draw necessary conclusions regarding the future management of prestressed concrete bridges.

Geschichte der Carolabrücke

Vier große Brücken über die Elbe verbanden die Neustädter und die Altstadt Seite Dresdens vor dem Zweiten Weltkrieg. Alle vier Brücken erlitten in den letzten Kriegstagen schwerwiegende Schäden oder stürzten ein. Während der Wiederaufbau von drei Straßenbrücken in ihrer Vorkriegsform zügig erfolgte, wurde die komplett zerstörte Carolabrücke (Abb. 1) zunächst nicht wieder aufgebaut.



Abb. 1: Draufsicht auf die Carolabrücke (Foto: MKP GmbH)

Das stetig wachsende Verkehrsaufkommen beschleunigte die Neuplanung des Verkehrsnetzes in Dresden inkl. der Wiedererrichtung der Carolabrücke mit zwei getrennten Richtungsfahrbahnen sowie die Überführung von Straßenbahngleisen.

Wegen der Nähe zur Dresdner Altstadt wurden hohe gestalterische Anforderungen an die neue Brücke gestellt. Obgleich ein Planungswettbewerb für Brücken seinerzeit untypisch war, arbeiteten elf Teams mehr oder weniger in ihrer Freizeit verschiedene Spannbeton- und Stahlbrückenentwürfe mit Hauptspanweiten bis 180 m aus, wovon als Siegerentwurf die bekannte Lösung mit drei unabhängigen Spannbetonkästen im Weiteren ausgearbeitet wurde [1].

Am 03.07.1971 wurde der Neubau als Dr. Rudolfs-Friedrich-Brücke für den Verkehr freigegeben. Die Brücke war bis dato die am weitest gespannte

Spannbetonbrücke der DDR [2] und prägte seither das Stadtbild. Im Jahre 1992 erfolgte die Umbenennung in Carolabrücke.

Tragkonstruktion der Carolabrücke

Das ca. 400 m lange Bauwerk mit fünf Einzelstützweiten zwischen 44 m und 120 m weist eine Gesamtbreite von 32 m auf und besitzt drei einzelne und statisch voneinander unabhängig wirkende Spannbetonkästen als Überbau. (Abb. 2).

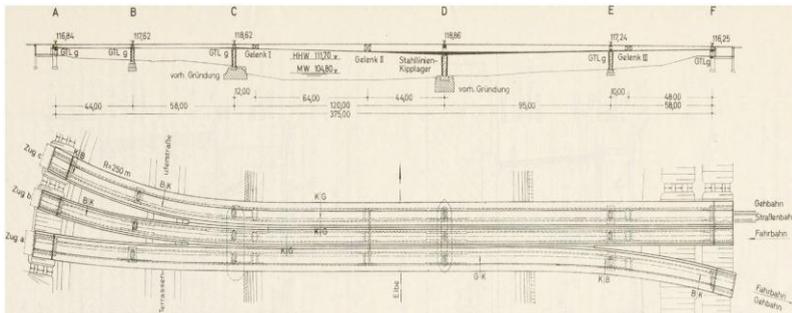


Abb. 2: Längsansicht und Draufsicht (Skizzen aus [3])

Der Festpunkt der Brücke befindet sich am Pfeiler in Achse D, wo der Überbau mit 5,2 m auch die maximale Bauhöhe aufweist (Abb. 3). Voutenartig verjüngt sich die Bauhöhe zu den Widerlagern auf 1,6 m bzw. 1,8 m.

Große Wechselmomente infolge ungünstiger Spannweitenverhältnisse waren der Grund, den ursprünglich für den Überbau angedachten Durchlaufträger mit insgesamt drei Gelenken statisch günstig zu untergliedern. Damit ergaben sich in den Achsen C bis E auskragende Trägerabschnitte unterschiedlicher Länge (Abb. 2). Auf den Kragträgern neben der Achsen C und D ruht ein 64 m langer Strom-Einhängerträger.

Aufgrund der nach wie vor stark unterschiedlichen Spannweiten gestaltete sich die Spannliedführung sehr schwierig. Von Bedeutung waren dabei

die großen Krag- und angrenzenden Feldlängen zur Achse D, die sowohl im Bauzustand ihr Eigengewicht als auch das viel später aufgebrachte Gewicht des Einhängeträgers aufnehmen mussten. Aus diesem Grunde wurde die Vorspannkraft zeitlich gestaffelt eingetragen, weshalb einige eingebaute Spannglieder lange Zeit unverpresst bleiben mussten.

Der Brückenquerschnitt in Abb. 3 links zeigt exemplarisch die extrem dicht angeordnete Längsbewehrung im Stützquerschnitt der Achse D, oben die Spann- und unten im Druckbereich zehn Lagen Druckbewehrung. Der Bewehrungsgrad der Betonstahlbewehrung im Druckgurt betrug fast 4 %. Bügel dienten als Sicherung gegen Ausknicken.

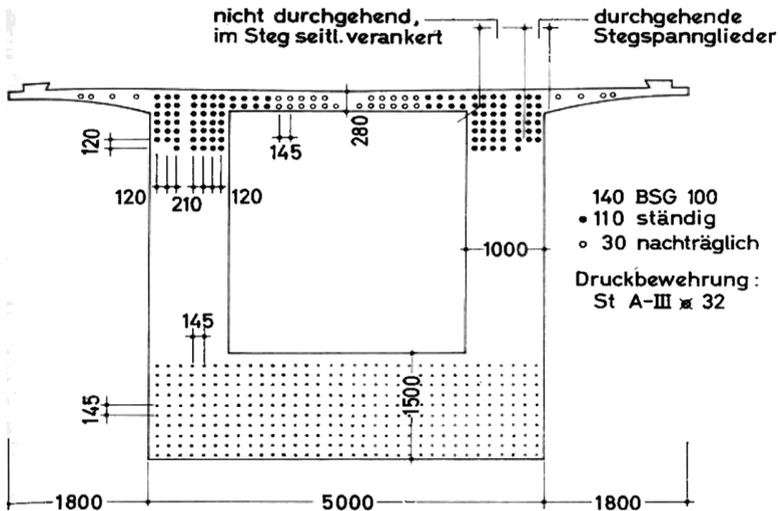


Abb. 3: Querschnitt (Skizze aus [3])

Unter Eigenlast, Vorspannung (inkl. Kriechen und Schwinden) und Verkehr wurden an der Querschnittsoberseite in geringem Maße Zugspannungen zugelassen, um Spannstahl zu sparen. Dennoch wurden, nicht zuletzt wegen der geringen Querschnittshöhe im Stützquerschnitt D etwa 140 bis 190 Bündelspannglieder (BSG) 100 verbaut. Die Spanngliedlängen waren gestaffelt an den Momentenverlauf angepasst und teilweise in Lisenen an den Stegen oder der Boden- und Fahrbahnplatte verankert.

In Querrichtung sind die Hohlkästen schlaffbewehrt. Obwohl den Schnittgrößen aus wechselnden Temperaturen bereits bei der Planung besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde, führten Zwängungsspannungen in den relativ dünnen Fahrbahnplatten, verglichen mit den dicken Stegen, zu spanngliedparallelen Längsrissen.

Wegen der extrem schlanken Bauweise wurden die Hohlkästen in Höhe des Gelenks II durch ein Querkraftgelenk miteinander verbunden (Abb. 4). Im Bauzustand konnten hier Höhenunterschiede zwischen den nacheinander hergestellten Überbauten ausgeglichen werden, im Endzustand glich die Querverbindung Durchbiegungsunterschiede der drei Hohlkästen aus und sorgte für eine Kraftquerverteilung.

Als Spannbewehrung kam ölschlussvergüteter Spannstahl der Güte St 140/160 aus Hennigsdorfer Produktion zum Einsatz [4, 5]. Die Nennfläche des Spannglieds betrug 50 mm². In einem Spannschuppen wurden die Hüllrohre mittels Winden auf die abgelängten Einzeldrähte aufgezogen und bis zum Einbau in den Betonquerschnitt mit Kaltluft zur Entfeuchtung belüftet. Sechs Tage nach dem Einbau erfolgte das Vorspannen des Betonkörpers.

Als Beton kam Normalbeton B 450 zum Einsatz. Um eine gleichbleibende Betonqualität zu gewährleisten, wurden die Zuschläge vor dem Einbau drainiert und für Betonierarbeiten bei kalter Außenluft vorgewärmt. Teilweise wurde die Schalung vor dem Betoneinbau vorgewärmt, um eine zu schnelle Abkühlung des eingebauten Frischbetons zu verhindern [6].



Abb. 4: Querkraftgelenk zwischen den Zügen a und b (Foto: Silke Scheerer)

Ergebnisse bisheriger Bauwerksprüfungen

Das Thema Spannungsrissskorrosion (SpRK) ist nicht neu und spätestens seit den Schadensfällen in den 1980er Jahren bekannt und erforscht [7-10]. Allgemein gilt Hennigsdorfer Spannstahl (VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf, Produktion bis 1993) als hochempfindlich hinsichtlich SpRK [11,

12]. Gemäß den Empfehlungen des Bundesministeriums für Verkehr [11] wurde ein rechnerisches Ankündigungsverhalten nachgewiesen.

Normgerecht fanden regelmäßige Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 [13] statt, zunächst ohne Auffälligkeiten. Seit 2000 sind feinste Querrisse in der Fahrbahnplatte bekannt, die jedoch nicht als Ankündigungssignal infolge eines Ausfalls von Spannbewehrung gedeutet wurden. Aufgrund der sehr geringen vorhandenen Rissbreiten und weil ein rechnerisches Ankündigungsverhalten nachgewiesen wurde, wurde eine Gefährdung infolge von Spanndrahtbrüchen für sehr unwahrscheinlich gehalten. Ein Trugschluss, wie sich zeigen sollte.

Tatsächlich ist der Zuggurt übermäßig stark bewehrt und lässt wegen der eingeschränkten Rotationsfähigkeit kaum Rissdehnungen zu. Dadurch konnten im Zuge der regulären Bauwerksprüfungen keinerlei Anzeichen für den bevorstehenden Einsturz erkannt werden. Zudem war die Fahrbahnplattenoberseite elastisch beschichtet, wodurch eine Risserkennung ohnehin erschwert bzw. unmöglich war.

Inzwischen ist auch klar, dass beim Nachweis des Ankündigungsverhaltens die entlastend wirkende Lastquerverteilung nicht berücksichtigt und demzufolge der Nachweis zu günstig geführt wurde. Dadurch traten die für die Ankündigung wichtigen Biegerisse viel zu früh ein, wodurch die Restspannstahlfläche und der damit einhergehende Tragwiderstand zu groß eingeschätzt wurden.

Teileinsturz der Brücke

In den Morgenstunden des 11. September 2024, um ca. 02:58 Uhr, öffnete sich am Stützquerschnitt der Achse D ein breiter Riss und ließ die Brücke kollabieren. Der Blick in den aufgerissenen Querschnitt in Achse D von Zug c (Abb. 5) und insbesondere auf die charakteristischen Drahtbruchflächen gab sofort Hinweise zur Schadensursache: Spannungsrissskorrosion.



Abb. 5: Aufnahmen von Drahtbruchflächen in Achse D (Fotos: MKP GmbH)

Bereits wenige Stunden nach dem Unglück wurde mit der technischen Schadensdokumentation begonnen, zunächst per Drohnenflug, später mit fotografischen Aufnahmen und Probenentnahmen für die Labortests. Teilweise waren die Bruchflächen der Spanndrähte nicht frisch und wiesen anhaftende Korrosionsprodukte oder Mörtel auf, was als wichtiger Hinweis dafür gilt, dass diese Brüche bereits vor geraumer Zeit, wahrscheinlich beim oder kurz nach dem Vorspannen und noch vor dem Verpressen aufgetreten sein müssen.

Die BAST stellte wenige Tage nach dem Einsturz im Rahmen eines direkt vergebenen Untersuchungsauftrags [14] einen 6-stelligen Geldbetrag zur weitergehenden Ursachenfindung und -auswertung bereit und konnte so die Arbeiten der Stadt Dresden maßgeblich flankieren. Zugleich wurden in den Folgetagen alle verfügbaren Unterlagen zur Carolabrücke inkl. der Bauprotokolle, Nachrechnungen, Instandsetzungen sowie Lang- und Kurzzeitmessungen gesammelt und ausgewertet.

Materialuntersuchungen

Die von der Brücke gewonnenen Proben wurden zunächst im Labor dokumentiert und an die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) sowie dem Otto-Mohr-Laboratorium (OML) der TU Dresden zur weiteren materialtechnischen Untersuchung weitergereicht. Hier wurden

Anrisse detektiert sowie die Bruchflächen, das Gefüge und die Legierungszusammensetzung ermittelt und statische Zugversuche durchgeführt. Alle normativen Vorgaben von TGL 101-036 [4, 5] wurden zumeist eingehalten, bis auf die Zugfestigkeiten, die leicht über den Sollwerten von TGL 101-036, Blatt 1 lagen. Das plastische Verformungsvermögen war gegenüber den normativen Vorgaben deutlich eingeschränkt. Während aus der Legierungszusammensetzung keine höhere als die generelle Anfälligkeit des Hennigsdorfer Spannstahls gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisikokorrosion ableitbar ist, weist die fehlende Duktilität in den Zugversuchen auf eine wasserstoffinduzierte kathodische Spannungsrisikokorrosion hin.

Mögliche Versagensursachen

Die vorliegenden Ergebnisse deuten darauf hin, dass eine mit Bauwerks Herstellung initiierte wasserstoffinduzierte Spannungsrisikokorrosion in Kombination mit einer anschließenden progressiven Schädigung der Spannstähle infolge Ermüdungsbeanspruchung durch die harten Achslaststöße der Straßenbahn die Hauptursache für das Versagen ist.

Folglich trat das Versagen unabhängig vom Bauwerksalter zufällig auf, wengleich äußere Einwirkungen zum Versagenszeitpunkt, z. B. starke Abkühlung in der Nacht, das Ereignis begünstigten.

Schlussfolgerungen

Die Untersuchungsergebnisse werden derzeit intensiv diskutiert. Grundlegende Risikofaktoren können aber bereits jetzt genannt werden:

- 1) Risikofaktor Spannstahl
 - Spannstahl: ölschlussvergütet, z. B. Hennigsdorfer Spannstahl, Sigma Oval, Neptun
 - Langzeitig unverpresste Hüllrohre unter ungünstigen Umweltbedingungen
 - Umwelteinflüsse (Umgebungsluft mit Schwefeldioxid SO_2)
 - Kondenswassereinwirkung an den Hochpunkten (lange unverpresste Hüllrohre)

2) Risikofaktor System

- Hohe Auslastung des Querschnitts: hoch bewehrte Zugzone, hoch bewehrte Druckzone, geringe Rotationsfähigkeit, geringe Rissbreiten vor dem Bruch
- Statisch bestimmte Systeme mit hoch liegender Zugbewehrung
- Hohe Ermüdungsbeanspruchung (direkte Schienenbefestigung der Straßenbahn)

3) Risikofaktor Nachrechnung

- Längsrisse entlang der Spannglieder behindern den Aufbau einer Resttragfähigkeit
- Verbundversagen der Betonstahleinlagen mindert die Resttragfähigkeit
- Rechnerische Vernachlässigung entlastender Effekte, wenn dadurch – wenngleich auch unbeabsichtigt – zu günstige Ergebnisse ermittelt werden (zu frühe rechnerische Rissbildung als Ankündigungssignal und daher zu große Resttragfähigkeit)

Eine Gruppe von Experten diskutiert mögliche Handlungsoptionen für den Umgang mit derartigen Bauwerken und ob Änderungen in den rechnerischen Nachweisen zur Ankündigung eines Versagens bei Spannstahlausfall erforderlich werden. Zusätzlich werden von aktuell rückgebauten Spannbetonbauwerken gezielt Spannstahlproben aus vergütetem Spannstahl verschiedener Güte gewonnen und materialtechnisch untersucht, um die Kenntnisse zu den sensitiven Spannstählen zu erweitern. Bei der BAM werden die Werte für weitergehende Untersuchungen gesammelt und vorgehalten. Sie können bei Bedarf abgerufen werden.

Literatur

- [1] Slavik, V. (1964) Studienwettbewerb für die neue Elbebrücke in Dresden. Bauplanung – Bautechnik 18, H. 3, S. 124 - 135.
- [2] Schlimper, H. (1971) Festansprache. Bau der Nord-Süd-Verbindung in Dresden: Erinnerungsschrift, Dresden, S. 1 - 3.
- [3] Berger, R.; Franke, M.; Thürmer, E. (1971) Projektierung der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke. DIE STRASSE 11; H. 6, S. 266 - 277.

- [4] TGL 101-036, Blatt 1: Spannstahl St 140/160 ölschlußvergütet Stahlmarken Technische Lieferbedingungen. 01.08.1966 - 31.12.1968.
- [5] TGL 101-036, Blatt 2: Spannstahl St 140/160 ölschlußvergütet oval schräg gerippt Abmessungen. 01.08.1966 - 31.12.1968.
- [6] Riedrich, W. (1971) Winterbauprobleme beim Bau der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke. Bauplanung – Bautechnik 25, H. 9, S. 453 - 455.
- [7] Bundesverkehrsministerium BMVI [Hrsg.] (1980) Analyse und Auswertung von Schadensfällen bei Spannstählen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrs-technik 308, S. 1 - 195.
- [8] Mietz, J.; Nürnberger, U.; Beul, W. (1994) Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle. Abschlussbericht zum BMV-Forschungsvorhaben FE 15.209 R91P, 2 Teile: BAM-Bez.: Vh 1341 und FMPA – Nr. 34 - 10566, Berlin/Stuttgart, 1994.
- [9] Nürnberger, U.; Beul, W.: (1994) Abschlussbericht zum BMV-Vorhaben FE 15.209: Untersuchungen an Verkehrsbauten aus Spannbeton zur Abschätzung des Gefährdungspotentials infolge Spannungsrisskorrosion der Spannstähle, Teil 2 – Untersuchungen der FMPA (FMPA-Nr. 34–10566), Stuttgart.
- [10] Schlaich, J.; Kordina, K.; Engel, H.-J. (1980) Teileinsturz der Kongresshalle Berlin – Schadensursachen, zusammenfassendes Gutachten. Beton- und Stahlbeton-bau 75, H. 12, S. 281 - 294.
- [11] Bundesministerium für Verkehr [BMV, Hrsg.] (1993) Empfehlungen zur Überprüfung und Beurteilung von Brückenbauwerken, die mit vergütetem Spannstahl St 145/160 Neptun N40 bis 1965 erstellt wurden, 07/1993.
- [12] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [BMVBS, Hrsg.] (2011) Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrisskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion), 06/2011.
- [13] DIN 1076: 1999 -11 (1999) Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung, Berlin: Beuth.
- [14] BASt Forschungsvorhaben FE-Nr. 15.0729/2024/HRB, laufend



Jetzt Datenblatt herunterladen
www.suessco.com



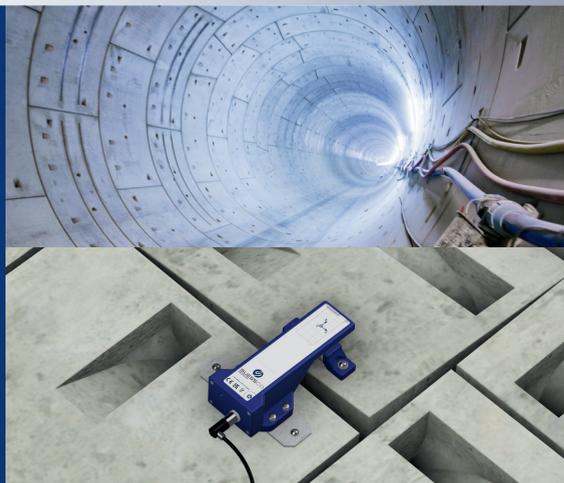
SUESSCO
SENSORS

Sicherheit beginnt mit Präzision.

Tunnelmonitoring

3D-Sensor XT Der Tunnelspezialist

- Messung in 3 Dimensionen
- Lange Batterielaufzeit
- Geringe Bauhöhe
- Plug & Play Montage
- Integrierte Kommunikation (LTE-M/WiFi)



Brückenmonitoring

6D-Sensor Für kritische Infrastrukturen

- Messung in 6 Dimensionen
- Patentierte Technologie
- Sub - Millimeter Präzision
- Externe Antenne
- Wartungsfrei & langfristig robust



Erhältlich bei:

**GOECKE
SCHWELM**
www.goetze.de



SUESS · STALLER · SCHMITT

INGENIEURE GMBH



- Tragwerksplanung Hoch- und Ingenieurbau
- Objektplanung Ingenieurbau
- Prüfingenieure Hoch- und Ingenieurbau
- Prüfsachverständige im Eisenbahnbereich
- Sachverständigengutachten und Instandsetzungsplanung
- Bauwerksprüfung und Bauüberwachungen

Die Luegbrücke im Zuge der Brennerautobahn – Herausforderungen im Bestand und beim Neubau

<https://doi.org/10.14459/mbs29.02>

Peter Augschöll



Peter Augschöll, DI

1997 – 2004 Studium Bauingenieurwesen,
Universität Innsbruck

2004 – 2007 Raffl Stahlbau GmbH, Bau- und
Projektleitung im Stahlbrückenbau

2005 Ausbildung zum European Welding
Engineer, SLV München

2007 – 2019 ASFINAG Alpenstraßen GmbH,
Bauwerksüberwachung

seit 2020 ASFINAG Baumanagement GmbH,
Asset Management

Die Luegbrücke auf der A13 ist eine 1966–1968 errichtete Hangbrücke und mit 1.804 m das längste Bauwerk der Brennerautobahn. Alterung, geologische Bewegungen und konstruktive Schwachstellen machten wiederholte Instandsetzungen erforderlich. Besonders der Rahmen V wurde wegen Hangverformungen mehrfach korrigiert. Zur Sicherung gefährdeter Tragwerksbereiche kamen 2022 Stahlfachwerke zum Einsatz. Der geplante Ersatzneubau unter Verkehr und in Hanglage stellt hohe logistische und technische Anforderungen.

The Lueg Bridge on the A13 is a 1,804 m long viaduct built between 1966 and 1968 and is the longest structure on the Brenner Highway. Aging, geological movements, and structural vulnerabilities have necessitated repeated maintenance interventions. In particular, Frame V has been corrected multiple times due to slope deformations. To secure critical structural areas, steel trusses were installed in 2022. The planned replacement construction under ongoing traffic and in steep terrain presents significant logistical and engineering challenges.

Anlageverhältnisse

Bei der Luegbrücke handelt es sich um eine Hangbrücke, die mit ihrer Gesamtlänge von 1804 m auch die längste Brücke auf der A13 Brenner Autobahn darstellt, und zwischen Gries am Brenner und dem Brennersee situiert ist. In einer dreijährigen Bauzeit von 1966 bis 1968 wurde die Brücke errichtet. Sie beginnt mit einer 66m langen Halbbrücke, gefolgt von der 1738 m langen Hauptbrücke. Die Hauptbrücke gliedert sich in 5 Abschnitte, die als durchlaufende Rahmentragwerke ausgeführt sind. Dabei wurden 4 Rahmentragwerke in Spannbeton mit einer Stützweite von 35,8 m und ein Rahmentragwerk in Stahlbauweise mit verbundlos aufgelegter Betonfahrbahnplatte und einer Stützweite von 72,6 m ausgeführt. Die einzelnen Rahmentragwerke sind mittels Gerbergelenken verbunden.

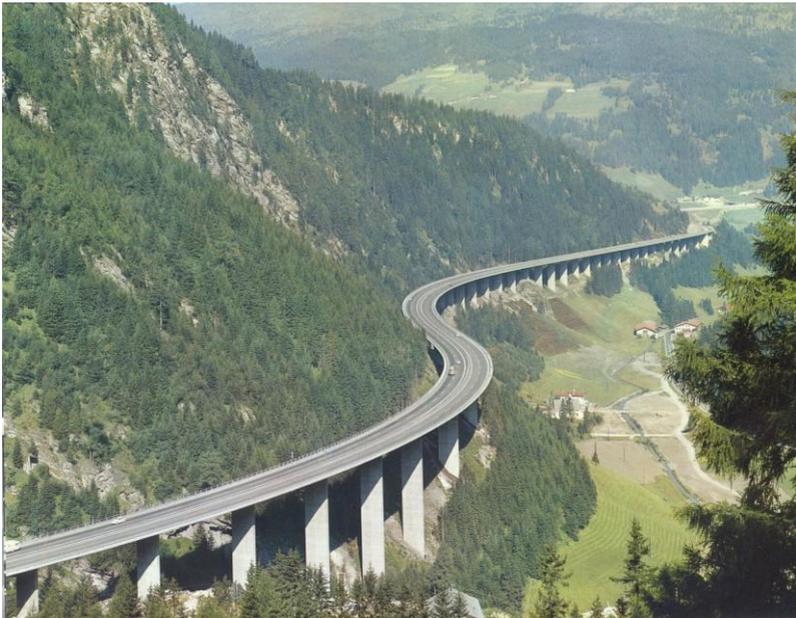


Abb. 1: Luegbrücke - Übersicht

Die Luegbrücke im Zuge der Brennerautobahn – Herausforderungen im Bestand und beim Neubau

Den Querschnitt des Spannbetontragwerkes bildet ein einzelliger Hohlkasten, wobei die weit auskragenden Kragarme durch Betonfertigteileplatten abgestützt werden. Die schlanke Fahrbahnplatte ist in Querrichtung vorgespannt. Das Stahltragwerk bildet mit den zwei Hauptträgern und dem oberen und unterem Torsionsverband einen Torsionskasten. Mit den seitlich an den Hauptträgern abgestrebtten Begleitträgern und der verbundlos aufgelegten, schlaff armierten Betonfahrbahnplatte gleicht sich der Querschnitt an den Spannbetonquerschnitt geometrisch an.

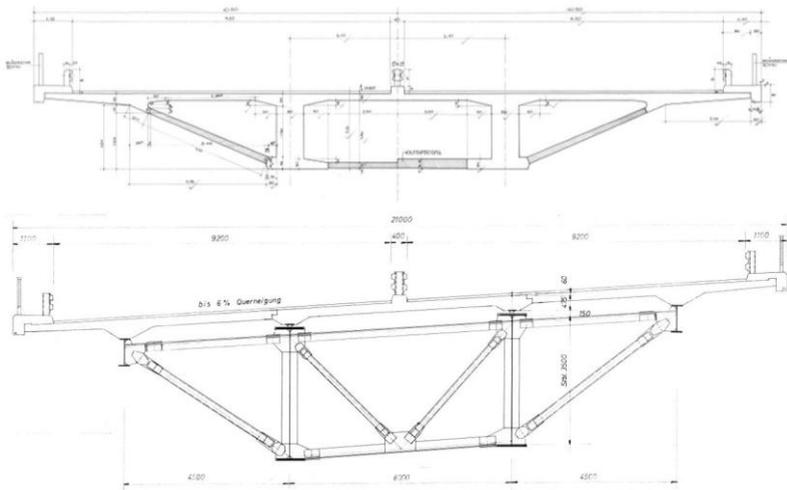


Abb. 2: Luegbrücke -Querschnitte

Erhaltungsmaßnahmen

Im Laufe der Jahre wurden eine große Anzahl an Erhaltungsmaßnahmen durchgeführt. Dabei ist auch hier, wie vermutlich bei den meisten Bauwerken, eine Zunahme der notwendigen Maßnahmen sowohl im Umfang als auch in Hinsicht der bereitzustellenden finanziellen Mittel mit zunehmenden Bauwerksalter zu beobachten. Besonders intensiv werden Maßnahmen

jedoch, wenn man die technische Nutzungsdauer erreicht bzw. auch überschreitet. Nachfolgend wird auf 2 Erhaltungsmaßnahmen und deren Herausforderung näher eingegangen.

Umbau Rahmen V aufgrund Hangverformungen

Die in der Projektierungsphase prognostizierten Hangbewegungen im Bereich von Rahmen IV sind nicht eingetreten. Stattdessen hat man Ende der 1970er Jahre im Zuge einer Bauwerksprüfung Rissbilder an den Pfeilern von Rahmen V festgestellt, deren Ursache in Hangbewegungen vermutet wurden. Ein umfangreiches geodätisches Messprogramm bestätigte die Vermutung. Betroffen ist der orographisch rechts der Sill liegende Teil der Brücke – das sind die Pfeiler 45 bis 48 und das Widerlager Brenner des Rahmentragwerkes V. Mittlerweile ist bekannt, dass es sich hier um eine sehr große Massenbewegung handelt, die mit technischen Stabilisierungsmaßnahmen nicht beherrschbar ist.

Um die eingebrachten Zwänge durch die Hangbewegungen abzubauen, wurden in der ersten Phase von 1986 bis 1988 die Pfeiler 45 bis 48 umgebaut. Dabei wurden die Einspannungen der Pfeiler 45, 46 und 47 am Fußpunkt gelöst und die Pfeiler auf nachstellbare Lager gestellt. So konnten die durch die Hangbewegung verursachten Schiefstellungen mittels hydraulischer Pressen wieder ausgeglichen werden. In einer zweiten Phase von 1993 bis 1994 wurde das Widerlager Brenner adaptiert, damit das gesamte Rahmentragwerk V wieder Richtung Süden zurückgezogen werden konnte. Im Zuge dieser Tragwerksrückziehung wurden auch die Pfeiler wieder geradegestellt.

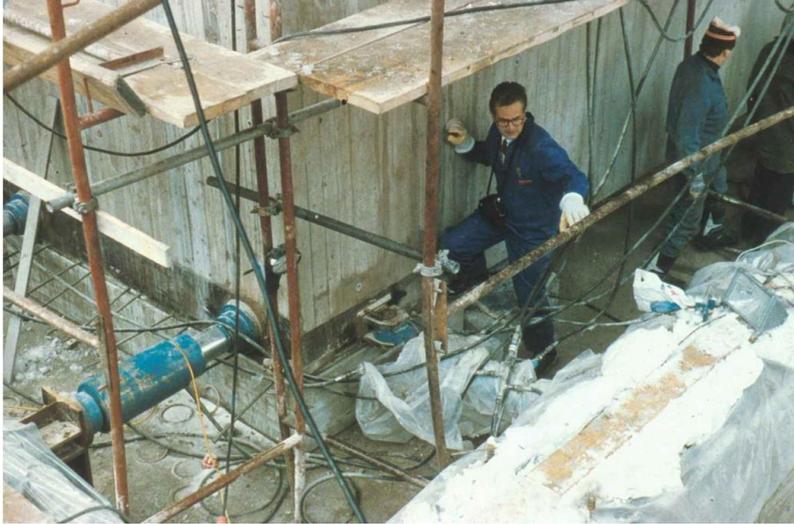


Abb. 3: Verschiebearbeiten am Rahmen V

Die seit dem Umbau regelmäßig durchgeführten geodätischen Beobachtungen bilden die Grundlage für die geplanten Interventionen am Rahmen V. Seit 1994 wurden mehrmals Korrekturen an den Pfeilern vorgenommen und das Tragwerk wurde um ca. 70 mm Richtung WL-Brenner zurückgezogen.

Die Umbaumaßnahmen wurden derart ausgelegt, dass eine Korrektur der Pfeilerlage auf 75 Jahre gewährleistet ist. Für die Anpassung in der Höhe ging man davon aus, dass durch Unterfütterung der Lager den auftretenden Setzungen entgegengewirkt werden kann. Wie sich jedoch herausstellte hat sich die ursprüngliche Setzungsbewegung in eine Hebung umgekehrt. Die Ursache dafür dürfte darin begründet sein, dass die talwärts fließende Hangmasse der orographisch rechten Talseite am steilen Gegenhang abgelenkt bzw. aufgestaut wird und es deshalb zu Hebungen kommt. So musste bereits während der letzten Korrekturmaßnahmen der Pfeiler 45 sukzessive abgesenkt werden. Dies konnte bisher durch Entfernung von Futterblechen und zuletzt sogar durch Abfräsen von Lagerteilen bewerkstelligt werden. Für die im Jahr 2023 anstehenden Korrekturen sind die Möglichkeiten im Bereich der Lager jedoch ausgeschöpft und es müssen sehr aufwändige

Maßnahmen an den Gründungskörpern vorgesehen werden, um eine weitere Absenkung vornehmen zu können.

Sicherung der Tragwerkskonsolen

Vor allem die zwischen den einzelnen Rahmentragwerken ausgebildeten Fugen erwiesen sich als konstruktive Schwachstelle, die hauptsächlich für die Begrenzung der Nutzungsdauer verantwortlich sind. Die Tatsache, dass in diesen Bereichen die Endverankerungen der Längs- und Quervorspannung und die ungünstigen äußeren Einwirkungen durch Chlorid haltige Wässer (undichte Fahrbahnübergänge) zusammentreffen, macht diese Punkte besonders sensibel. Zudem lassen die beengten Platzverhältnisse und die hohe Konzentration an Spanngliedern keine Instandsetzungsmöglichkeiten zu.



Abb. 4: Ausbildung Tragwerksfugen - Tragwerkskonsole

Um die Tragsicherheit und den Versagensmechanismus der Tragwerkskonsolen besser abschätzen zu können, wurden detaillierte Nachrechnungen

durchgeführt. Im Berechnungsmodell wurden sowohl die Spannglieder als auch die schlaaffe Bewehrung mit den Materialeigenschaften entsprechend der beprobten mechanischen Werte abgebildet. Durch schrittweises Entfernen von Spanngliedern wurde das Ankündigungsverhalten durch Rissbildung ausgewertet. Ein sprödes Versagen und somit ein nicht ausreichendes Ankündigungsverhalten konnten leider nicht ausgeschlossen werden.

Damit die Brücke weiterhin in Betrieb gehalten werden konnte, entschloss man sich die kritischen Fugenbereiche und die benachbarten Felder mit Stahlfachwerken auszustatten, die im Falle eines Konsolversagens das Tragwerk abfangen und somit einen Totalkollaps der gesamten Brücke verhindern können. Dieses „Sicherheitsnetz“ wurde Ende 2022 fertig gestellt.



Abb. 5: Tragwerkssicherung

Herausforderung Neubau

Abgesehen davon, dass bereits die Planungsphase bis zum Beginn des erforderlichen Ersatzneubaus aufgrund von Einsprüchen in Behördenverfahren seitens der Anrainergemeinde enorme Anstrengungen erforderte, stellt

auch die erste Bauphase erhebliche Herausforderungen dar. Ein Bauen unter Aufrechterhaltung des Verkehrs stellt bereits von Haus aus eine wesentliche Erschwernis gegenüber einem Neubau auf grüner Wiese dar. Ist die Beanspruchbarkeit der Bestandsbrücke eingeschränkt und auch für den Baubetrieb nicht mehr voll nutzbar verschärft sich die Situation zusätzlich. Die enorme Länge und die steile Hanglage, in der das neue Tragwerk talseitig des Bestandstragwerkes errichtet werden muss erfordert eine gut abgestimmte Baustellenlogistik.



Abb. 6: Gründungsarbeiten talseitig der Bestandsbrücke

Die umfangreichen Erdarbeiten im unmittelbaren Nahbereich von Bestandspfeilern in einem sehr sensiblen Rutschhang stellen sowohl für die Neubauarbeiten, aber vor allem auch für die Sicherung der Bestandsbrücke große Herausforderungen dar. So sind die Bestandspfeiler in Abhängigkeit von zusätzlichen Auswirkungen aus den Gründungsarbeiten für die neue Brücke in ihrer Lage laufend zu monitoren und gegebenenfalls auch wieder entsprechend zurückzustellen.

Fazit

Der Schwerpunkt der Bautätigkeiten im Infrastrukturbereich hat sich bereits in den letzten Jahren vom Neubau hin zu Erhaltungstätigkeiten und Ersatzneubauten verlagert. Diese Entwicklung wird sich in den nächsten Jahrzehnten noch verstärken. Die großen Herausforderungen für die Infrastrukturbetreiber liegen in der Erhaltung eines Bestandes, der in vielen Bereichen an das Ende seiner Nutzungsdauer kommt. Vor allem die damit verbundenen Ersatzneubauten unter Aufrechterhaltung des Verkehrs und einer immer geringer werdenden Akzeptanz in der Bevölkerung für Straßenbauprojekte stellen dabei die größten Probleme dar.

Literatur

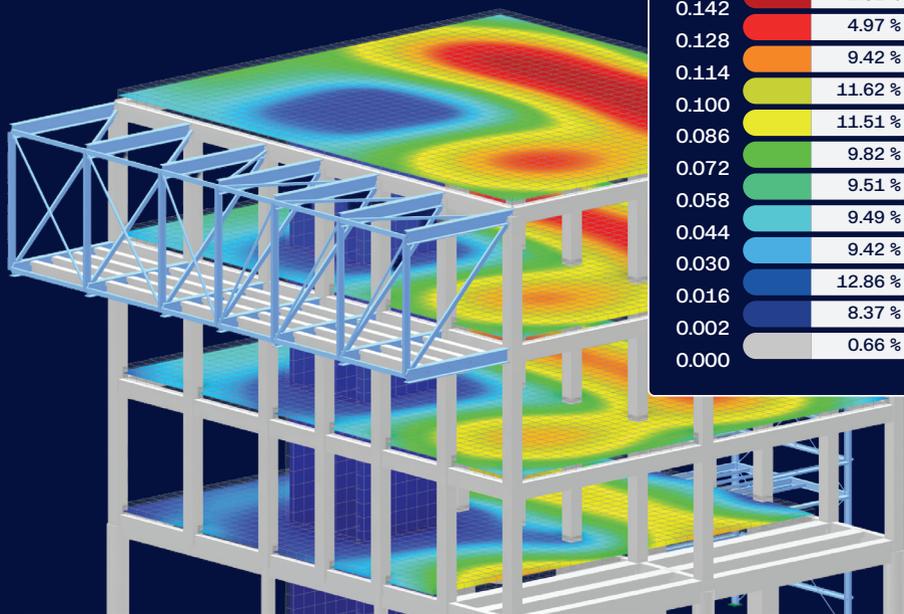
- [1] Prinzenstein, I.: Technik der Brenner Autobahn, Elite Trust Reg. Vaduz
- [2] Neuner, O.: Technischer Bericht zu Pfeilerrückverformungen Rahmen V, 2021

Dlubal

Statik, die Spaß macht...



RFEM⁶



Global Deformations
lul [in]

0.156		2.32 %
0.142		4.97 %
0.128		9.42 %
0.114		11.62 %
0.100		11.51 %
0.086		9.82 %
0.072		9.51 %
0.058		9.49 %
0.044		9.42 %
0.030		12.86 %
0.016		8.37 %
0.002		
0.000		0.66 %



**90 TAGE
KOSTENLOS TESTEN**

www.dlubal.com



KB-GROUP.COM

Bild: © Hermann Rupp

Denkmal, deine Ideen werden in Beton gegossen.

Auffahrt Tiefgarage Sparkasse Kempten | Kempten

Denkmal an deine Karriere.
Jetzt bewerben!

Augsburg

Frankfurt

Göttingen

Kempten

Konstanz

München

Riga

Stuttgart

Zagreb

Die Generalsanierung des Diözesanmuseums in Freising aus Sicht der Tragwerksplanung – ein Werkbericht

<https://doi.org/10.14459/mbs29.03>

Hjalmar Schoch



Hjalmar Schoch, Dipl.-Ing.

1991-1996 Studium Bauingenieurwesen,
Universität Stuttgart
1997 Sailer Stepan Tragwerkteam München
2005 Weiterbildung zum Tragwerksplaner in der
Denkmalpflege
2013 Geschäftsführender Gesellschafter Sailer
Stepan Tragwerkteam München und Bamberg
2015 Sachverständiger für Schäden im
konstruktiven Ingenieurbau

Der Beitrag beschreibt die Generalsanierung des Diözesanmuseums in Freising aus Sicht der Tragwerksplanung. Schwerpunkte sind die Bewertung des historischen Mauerwerks zur Umsetzung des Entwurfskonzepts „Geöffnete Wände“ sowie die Nachweisführung der Tragfähigkeit mittels empirischer Verfahren. Der Bericht zeigt die Herausforderungen bei denkmalgerechter Sanierung und die Bedeutung experimenteller Prüfungen für die Bewertung und Nachweise statischer Konzepte.

The article describes the complete renovation of the Diözesanmuseum in Freising from a structural engineering perspective. It focuses on the assessment of the historic masonry for the implementation of the ‘open walls’ design concept and the verification of load-bearing capacity using empirical methods. The report highlights the challenges involved in renovating historic buildings and the importance of experimental testing for the evaluation and verification of structural concepts.

Die Geschichte des Gebäudes

Im Jahr 1868 wurde mit dem Bau des heutigen Diözesanmuseums als Knabenseminar begonnen, welches bis Ende der 1960er Jahre als solches genutzt wurde. 1974 wurde das Diözesanmuseum im historischen Gebäude des Knabenseminars eingerichtet und im Juli 2013 aufgrund fehlender brandschutztechnischer sowie baurechtlicher Legitimationen geschlossen. Der zweigeschossige Vierflügelbau mit Mezzanin wurde im klassizistischen Stil von Matthias Berger, einem Schüler von Friedrich von Gärtner in repräsentativer Lage am Freisinger Domberg (siehe Abb. 1 Gebäude Nr. 1) errichtet. Aus dem 2014 ausgeschriebenen Architektenwettbewerb gingen Brückner & Brückner Architekten aus Tirschenreuth mit dem Entwurf „geöffnete Wände“ hervor. Nach der umfangreichen denkmalgerechten Generalsanierung konnte das Museum im Oktober 2022 wieder eröffnet werden.



Abb. 1: Der Domberg von Südosten. Luftaufnahme von 2011 (Foto: Dr. Stefan Satz, Abensberg) Quelle: <https://www.erzbistum-muenchen.de/im-blick/domberg-freising/uebersichtsplan>

Das Tragwerk und die statischen Maßnahmen

Die Tragkonstruktion besteht in den oberen Geschossen aus Holzbalkendecken, die Ihre Lasten auf Mauerwerkswände abtragen. Der liegende Dachstuhl ist umlaufend auf den vier Gebäudeflügeln angeordnet und wurde zur Innenhofüberdachung hin mit einer Pultdachergänzung angepasst. Im Untergeschoss sind gemauerte Tonnen und Kreuzgewölbe vorhanden. In der heutigen Gebäudestruktur sind in der Süd-West-Ecke noch Mauerwerksreste der Vorgängerbebauung enthalten.

Die wesentlichen statischen Maßnahmen lassen sich stichpunktartig wie folgt zusammenfassen und sind in den Abb. 2 und 3 zu erkennen:

- Sanierung und Ertüchtigung der Holzbalkendecken hinsichtlich Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Brandschutz
- Ausbau und Wiedereinbau der vorhandenen Treppenhäuser mit Tieferführung in das 1. und 2. Untergeschoss mit Unterfangungsmaßnahmen mittels rückverankerter Hochdruckinjektionen
- Herstellung neuer Erschließungen mit einem zusätzlichen Treppenhaus und Aufzugsanlagen
- Errichtung eines neuen Kellerraumes im Innenhof
- Reparatur und Sanierung des Dachstuhls
- Herstellen von Mauerwerksöffnungen
- Errichtung einer neuen Technikenebene über dem Umgang des 2.OG
- Überdachung des Innenhofes mit einer Stahl-Glas-Konstruktion

Besonderes Augenmerk bei der Planung war auf die schwierige baulogistische Situation auf dem Domberg zu legen. Die Befahrung ist nur eingeschränkt durch einen Torbogen möglich. Dies schränkte auch Bauverfahren ein, die Großgeräte oder häufigen Materialtransport erforderlich machen. So wurden z.B. Zementsilos für Hochdruckinjektionen mit Förderleitungen zur Baustelle vorgesehen und die Materialversorgung über einen großen Kran von einer Entladestelle am Fuße des Dombergs sichergestellt.

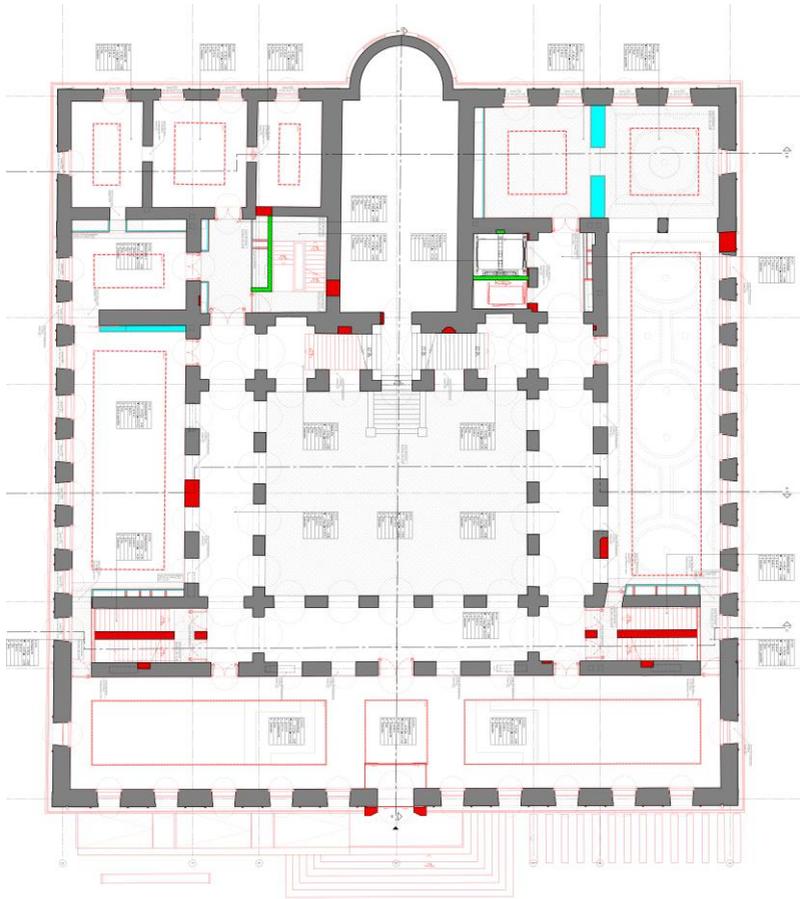


Abb. 2: Grundriss Erdgeschoss aus der Planung Brückner & Brückner Architekten Tirschenreuth

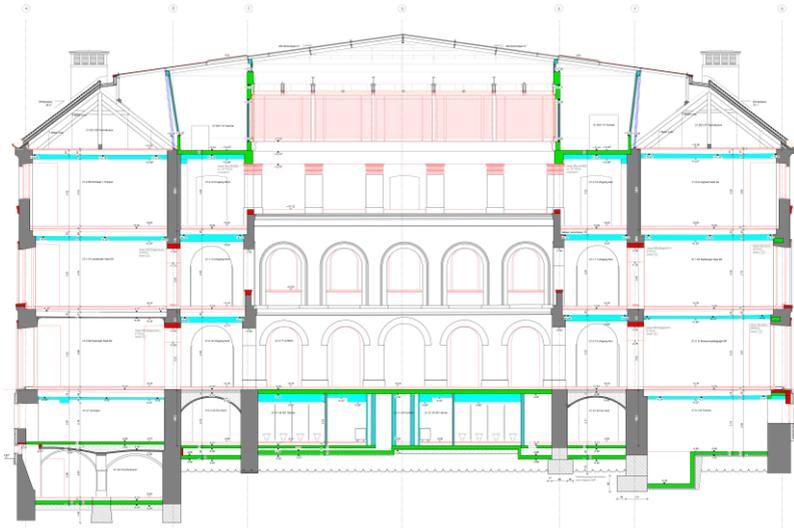


Abb. 3: Schnitt aus der Planung Brückner & Brückner Architekten Tirschenreuth

Die architektonische Entwurfsidee und die statische Umsetzung

Das Motto des Entwurfes von Brückner & Brückner Architekten lautet „Geöffnete Wände“. Die ehemals zum Innenhof hin abgeschotteten Klassenräume des Knabenseminars sollen „geöffnet“ werden und somit eine Verbindung der Museumsräume zum zentralen Lichthof geschaffen werden. Dazu sind bogenförmige Öffnungen im historischen Vollziegelmauerwerk geplant, die hinsichtlich der Lastabtragung die ursprünglich im Mauerwerk verteilten Lasten in Pfeilern konzentrieren. Aus denkmalpflegerischen Gründen und zur nachhaltigen Wiederverwendung von Ziegeln wurden die Bogenstürze gemauert. Die Ausbildung des Lastdreiecks im Bauzustand erforderte Hilfsabstützung lediglich für die Deckenbalken aber nicht für das darüber liegende Mauerwerk.

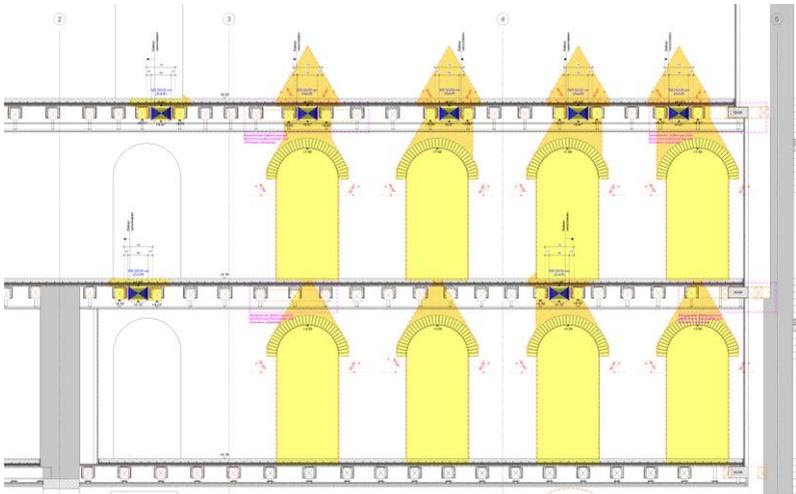


Abb. 4: Wandansicht mit den Wandöffnungen aus der Planung von Sailer Stepan Tragwerkteam

Der Nachweis des historischen Mauerwerks

Mit Herstellung der Durchgänge im Erdgeschoss und 1. Obergeschoss wurde es notwendig, die Tragfähigkeit der Pfeiler nachzuweisen. Die augenscheinlichen Untersuchungen ergaben ein rissfreies und durchgehend im Verband gemauertes Vollziegelmauerwerk mit Ziegelabmessungen von ca. 30x14x6cm bis 36x18x7cm.

Anwendung DIN 1053

In einem ersten Schritt wurden an 11 Stellen Mauerwerksproben genommen und nur die Ziegelfestigkeiten geprüft. Der Mörtel war nicht prüfbar, so dass hier die Mörtelgruppe I angenommen werden musste. Die in DIN 1053-1:1996-11 enthaltene Tabelle 4 ergibt dann ein zulässige Druckspannung von 0,5 MN/m². Dieser Wert reichte für den Nachweis nicht aus und ergab rechnerisch eine Auslastung von 167%. Die Lastermittlung für bereits im Bestand vorhandene Pfeiler zeigte aber, dass die Belastbarkeit des Mauerwerks höher sein muss.

Planung von direkten Prüfverfahren

Mit diesen Erkenntnissen wurde von Seiten der Tragwerksplanung vorgeschlagen, den guten Zustand des Mauerwerks und die zweifelsfrei vorhandene Tragfähigkeit mit Prüfungen zu bestätigen. Dazu wurde die Entnahme von Großprüfkörpern untersucht. Die Randbedingungen vor Ort hätten hier aber auch logistische Probleme ergeben, so dass ein In-Situ-Versuch geplant wurde.

In Zusammenarbeit mit ifem (Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH in Marktleberg) erfolgte die Ausarbeitung eines Versuchsaufbaus und Festlegung der Versuchsziellast als Grundlage für die Erstellung eines Angebotes. Wie in Abb. 5 dargestellt sollte das Mauerwerk in den späteren Durchgängen freigeschnitten und in-situ geprüft werden. Da in diesen Bereichen das Mauerwerk ohnehin entfernt werden sollte, war der Versuchsaufbau kein Konflikt mit denkmalpflegerischen Grundsätzen.

Versuchskonzept

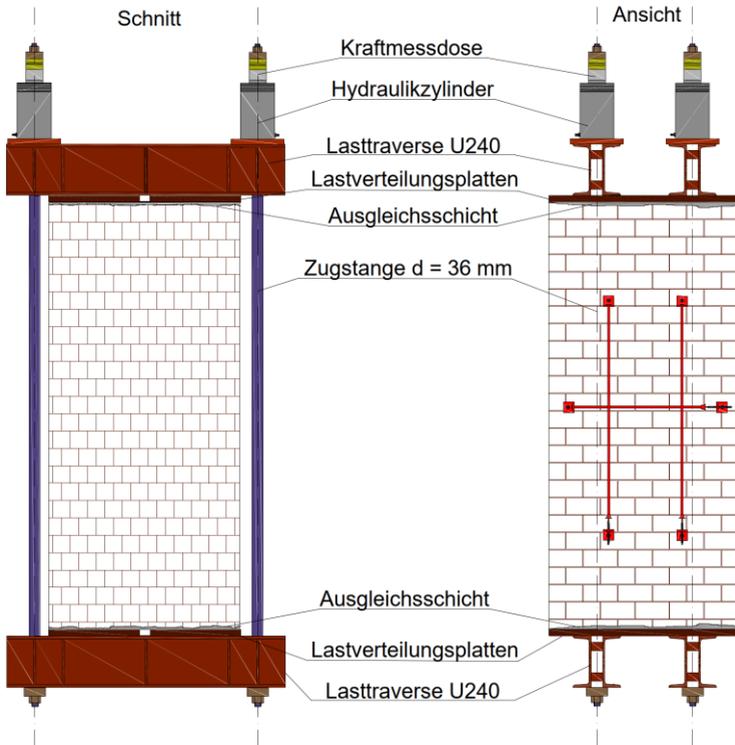


Abb. 5: Geplanter Versuchsaufbau aus dem Angebot Anlage 2 der ifem (Ingenieurgesellschaft für experimentelle Mechanik mbH in Marktleberg) vom 27.01.2016.

Bedauerlicherweise wurden diese vom Tragwerksplaner favorisierten Versuche vom Auftraggeber aus Kostengründen nicht beauftragt, wenngleich die Kosten im Vergleich zum Projektbudget vernachlässigbar gewesen wären.

Anwendung einer empirischen Formel

Statt der direkten Prüfung wurde in einem nächsten Schritt mit einem Gutachten des Instituts für Materialprüfung an der Jade Hochschule in Oldenburg mit einer empirischen Formel unter Berücksichtigung von Stein- und Mörteldruckfestigkeiten die Mauerdruckfestigkeit bestimmt. Dazu wurden weitere Proben entnommen und diese so aufbereitet, dass eine Mörtelprüfung möglich war. Die Auswertung der dann insgesamt 20 Prüfergebnisse ergab eine zul. Druckspannung von $1,03 \text{ MN/m}^2$. Diese zul. Druckspannung reichte aus, um die Nachweise führen zu können.

Die Überraschung während der Ausführung

Im Zuge der Baumaßnahmen kamen Kaminzüge im Mauerwerk zum Vorschein, die aufgrund des durchgehenden Mauerwerksverbandes vorab nicht erkennbar waren. Diese Schwächungen des Mauerwerks im Bereich von Pfeilern musste zuverlässig ausgeschlossen werden. Die Überprüfung konnte zerstörungsfrei mit Georadar erfolgen und die ungestörten Pfeilerquerschnitte nachweisen.



Abb. 6: Bauzeitlichen Kaminzüge im Mauerwerk

Fazit

Die Einschätzung von historischen Konstruktionen kann sehr oft mit einem erfahrenen Blick von Ingenieurinne und Ingenieuren erfolgen. Auch ein Nachweis und somit die Umsetzung von architektonischen Konzepten unter Berücksichtigung der Belange des Denkmalschutzes kann gelingen. Sinnvoll eingesetzte Versuche sind dabei ein probates Mittels der statischen Einschätzung der Konstruktion. Diese können wie im vorgestellten Fall leider an projektpolitischen Entscheidungen scheitern.



RELAST® –

DIE LÖSUNG FÜR BRÜCKEN- SANIERUNGEN UNTER FLIESSENDEM VERKEHR



Ressourcenschonend. Sicher. Schnell.

Mit dem zugelassenen und innovativen Verstärkungssystem RELAST® von Würth lassen sich Brücken während des Betriebs kosteneffizient sanieren.

MEHR ERFAHREN!

www.wuerth.de/brueckensanierung
relast@wuerth.com



Second hand concrete – Wiederverwendung von tragenden Betonbauteilen („re-use“)

<https://doi.org/10.14459/mbs29.04>

Jonas Geng, Robin Mecka, Oliver Fischer



Jonas Geng, M.Sc.

2021 B.Sc. Bauingenieurwesen;
Technische Universität Kaiserslautern
2024 M.Sc. Bauingenieurwesen;
Technische Universität Kaiserslautern
seit 02.2024 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Robin Mecka, M.Sc.

2015 B.Eng. Bauingenieurwesen; OTH Regensburg
seit 2015 Ingenieur bei der
BBI INGENIEURE GmbH
seit 2018 Leitender Ingenieur bei der
BBI INGENIEURE GmbH
2022 M.Sc. Konstruktiver Ingenieurbau,
Leibniz Universität Hannover
seit 02.2024 Wissenschaftlicher Mitarbeiter
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität
der Bundeswehr München, Promotion 1994
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungsposi-
tionen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüfenieur und EBA-Prüfer

Die Wiederverwendung von Stahlbetonbauteilen bietet Potenziale zur Ressourceneffizienz und Nachhaltigkeit im Bauwesen. Obwohl die grundsätzliche Machbarkeit bereits seit den 1960er Jahren durch zahlreiche Pilotprojekte belegt ist, bleibt das verfügbare Wissen stark fragmentiert, was die praktische Umsetzung erschwert. Insbesondere Ortbetonbauteile stellen aufgrund ihrer statisch-konstruktiven Eigenschaften und der komplexen Rückbauprozesse besondere Herausforderungen dar. Dieser Beitrag beleuchtet zentrale technische Aspekte der Wiederverwendung tragender Stahlbetonbauteile.

The reuse of reinforced concrete components offers significant potential for enhancing resource efficiency and sustainability in the construction sector. Although the fundamental feasibility has been demonstrated through numerous pilot projects since the 1960s, the available knowledge remains highly fragmented, hindering practical implementation. In particular, cast-in-place concrete elements pose specific challenges due to their structural characteristics and the complexity of the dismantling process. This paper highlights key technical aspects related to the reuse of load-bearing reinforced concrete components.

Einführung

Die Wiederverwendung von Bauteilen ist historisch etabliert, wurde jedoch mit steigenden Lohnkosten und veränderten Bauprozessen zunehmend verdrängt. Während Materialien wie Holz und Naturstein traditionell mehrfach genutzt wurden, gerieten insbesondere Betonbauteile in den Hintergrund. Seit den 1960er Jahren belegen jedoch Pilotprojekte die Wiederverwendung von Stahlbetonfertigteilen [1, 2]. Angesichts steigender Umweltbelastungen durch Betonproduktion welche für etwa 9 % der globalen Treibhausgasemissionen [3] verantwortlich ist rückt die Wiederverwendung wieder in den Fokus [4].

Digitale Plattformen erleichtern inzwischen die Vermittlung gebrauchter Bauteile. Dennoch bleibt die Praxis in Deutschland seit 2010 weitgehend stagnierend, während Nachbarländer Fortschritte verzeichnen [5-8]. Technische und rechtliche Hürden hemmen die Umsetzung, insbesondere bei Ortbetonbauteilen, die komplexe Rückbauprozesse und neue Anforderungen an Bemessung und Gebrauchstauglichkeit mit sich bringen [1].

Die Forschung zur Wiederverwendung industriell gefertigter Wohnbauteile zeigt ökologische und ökonomische Potenziale [9, 10]. Neuere Ansätze erweitern den Fokus auf Ortbeton und zeigen, dass CO₂-Emissionen durch Wiederverwendung um bis zu 85 % gesenkt werden können [11].

Um die Wiederverwendung in die Praxis zu überführen, sind pragmatische Lösungen gefragt, etwa über Zustimmungen im Einzelfall bzw. vorhabenbezogene Bauartengenehmigung. Das vorhandene Wissen ist jedoch fragmentiert, weshalb ein integrativer, systematischer Ansatz erforderlich ist.

Prinzip der Wiederverwendung

Ablauf einer Wiederverwendung

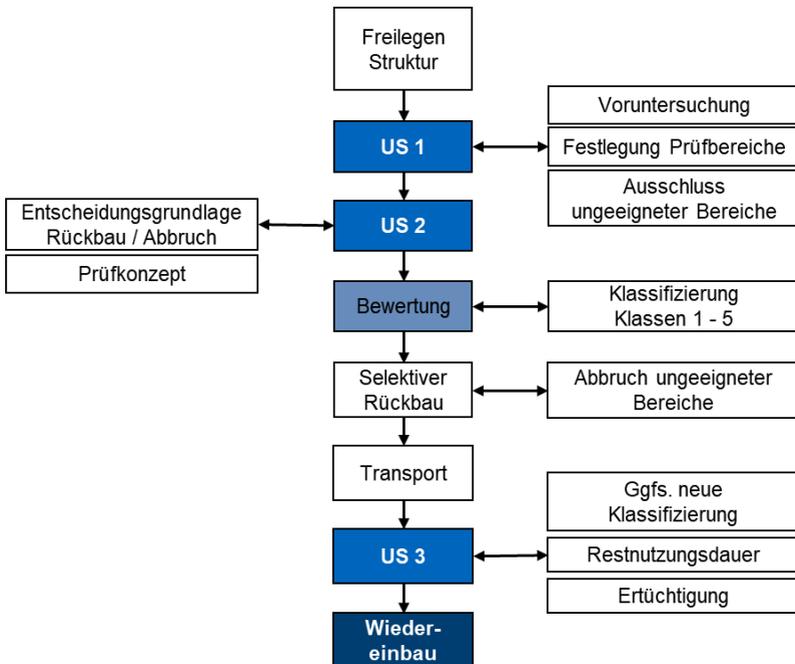


Abb. 1: Ablauf einer Wiederverwendung mit drei Untersuchungsstufen

Abb. 1 skizziert den Gesamtprozess der Wiederverwendung: von der Freilegung der Rohbaustuktur im Spenderbauwerk über die Bauteilprüfung bis zum Wiedereinbau. Detaillierte Angaben zu Untersuchungsmethoden und dem allgemeinen Vorgehen finden sich in [12]. Grundlage ist ein dreistufiges Untersuchungskonzept mit steigendem Informationsgehalt, das eine fundierte Entscheidung zwischen selektivem Rückbau und Wiederverwendung, Abbruch mit Recycling oder Entsorgung ermöglicht. In Untersuchungsstufe 1 (US 1) erfolgen die visuelle Inspektion, bei Bedarf können bereits zerstörungsfreie Prüfungen (z. B. Rückprallhammerprüfung zur Ab-

schätzung der Betondruckfestigkeit), sowie eine Sichtung der Bestandsunterlagen erfolgen; offensichtlich geschädigte Betonbauteile werden frühzeitig ausgeschlossen. Zudem können auf Basis der US 1 die Prüfbereiche für spätere Untersuchungen der Materialeigenschaften festgelegt werden. US 2 umfasst die detaillierte Bestandsaufnahme vor dem Rückbau als Entscheidungsgrundlage für den selektiven Rückbau: kombiniert werden zerstörungsfreie und zerstörende Prüfungen zur Bewertung von Schädigungszustand und Materialkennwerten, einschließlich einer Schadstoffprüfung (insbesondere in Bezug auf Asbest).

Zwingend erforderlich ist hierbei die Rückverfolgbarkeit durch eindeutige Zuordnung der Bauteile zum Prüfbereich und lückenlose Dokumentation aller Maßnahmen. Geeignete Bauteile werden selektiv rückgebaut, ggf. zwischengelagert und transportiert. In US 3 werden die tatsächlich rückgebauten Bauteile erneut geprüft (Transportschäden), Geometrie und Bewehrungsführung erfasst und die Klasseneinstufung bei Bedarf aktualisiert; ungeeignete Bauteile werden ausgeschlossen. Je nach geplanter Nutzung folgen erforderliche Verstärkungs- oder Instandsetzungsmaßnahmen sowie die Festlegung der Restnutzungsdauer, bevor der Wiedereinbau im Zielbauwerk erfolgt.

Klassifizierung und Bewertung

Im Anschluss an Untersuchungsstufe 2 und 3 erfolgt eine Einordnung in die Klassen 1 – 5 zur Bewertung der Wiederverwendbarkeit. Die Einordnung erfolgt auf Basis konkreter Bewertungskriterien, welche den Schädigungszustand der Bauteile und die mechanischen Eigenschaften berücksichtigen (eine detaillierte Beschreibung findet sich in [12]).

- Klasse 1: Wiederverwendbare Bauteilgruppen – Erhalt der Anschlusskonstruktionen zwischen Bauteilen,
- Klasse 2: Wiederverwendbare Bauteile – Wiederverwendung in vergleichbarer Funktion unter Ansatz der Bewehrung,
- Klasse 3: Bauteile, deren Bewehrung nicht in der Bemessung angesetzt werden kann (Schädigung) oder unbewehrte Bauteile,
- Klasse 4: Abbruch und Rezyklierung – Wiederverwendung nicht möglich,
- Klasse 5: Abbruch und Entsorgung – schadstoffbelastete Bauteile;

Kritische Randbedingungen für die Wiederverwendung

Die Wiederverwendung hängt von mehreren technischen Faktoren ab. Besonders bei Ort beton ist der Rückbau komplex, da das ursprüngliche Tragwerk nicht vollständig rekonstruierbar ist. Trennschnitte und neue Fügekonstruktionen müssen geänderte Lastpfade berücksichtigen.

Kritische Randbedingungen:

- **Korrosionsschutz:** Ältere Bauwerke (vor DIN 1045:1988 [13]) wiesen oft eine unzureichende Betondeckung auf. Carbonatisierung und Chlorideintrag erhöhen das Korrosionsrisiko.
- **Bewehrungsverbund:** Glattstahl (verbaut bis in die 1970er Jahre) bietet einen geringeren Haftverbund (DIN 1045:1959 [14] & [15]). Beschädigte Endverankerungen durch den Rückbau mindern die Tragfähigkeit signifikant.
- **Rissverhalten & Duktilität:** Vor 1988 fehlten Regelungen zur Rissbreitenbegrenzung; ältere Bauteile sind zudem häufig weniger robust. Einführung der Mindestbewehrung zur Risskontrolle mit der DIN 1045:1988 [13].
- **Schadstoffe:** Zwischen 1960 und 1993 wurden teils asbesthaltige Materialien verwendet. Wiederverwendung nur nach negativer Analyse oder Entfernung [16].
- **Baujahrbewertung:** Bauteile vor 1972 gelten als kritisch, ab 1988 meist normgerecht.

Bauteiluntersuchung und Restnutzungsdauer

Die Restnutzungsdauer ist zentral für die Wiederverwendung. Neben Betondeckung und Bewehrung sind Karbonatisierungstiefe und Chloridgehalt zu bewerten. Probabilistische Modelle, vgl. [17-19], ermöglichen eine rechnerische Prognose der Dauerhaftigkeit.

Die technische Klassifikation erfolgt schrittweise:

1. Prüfung von Betondeckung und Verbund.
2. Bewertung des Korrosionsschutzes nach DIN EN 1992-1-1 [20].
3. Prognose der Restnutzungsdauer (≥ 50 Jahre) \rightarrow Einstufung in Rückbauklassen 1–3.

Bei kürzerer Nutzungsdauer sind Ertüchtigungsmaßnahmen möglich. Nogramme, welche aus den DAfStb-Heften abgeleitet wurden, erleichtern die Anwendung, z. B. für Bauteile (XC1, XC2 und XC4) mit einem definierten Sicherheitsbeiwert ($\gamma_c = 1,25$) und definierter Zielzuverlässigkeit.

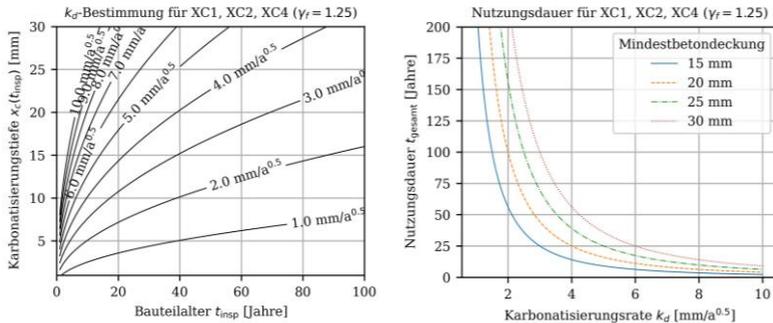


Abb. 2: Bestimmung Karbonatisierungsrate k_d (links), Ableitung der Gesamtnutzungsdauer t_{gesamt} (rechts) [12]

Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte

Die Analyse des Baubestands liefert präzise Informationen zu Material und Geometrie. Die Adjusted Partial Factor Method (APFM) [21] erlaubt eine gezielte Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte γ_c , γ_s und γ_g über Korrekturfaktoren ω_γ . Auch geometrische Unsicherheiten können reduziert werden.

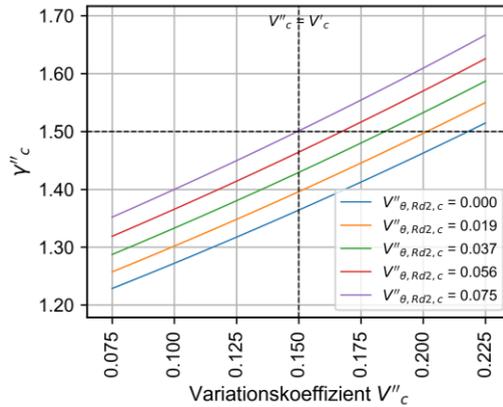


Abb. 3: Modifizierter Teilsicherheitsbeiwert γ''_c für wiederverwendete Bauteile in Abhängigkeit des Variationskoeffizienten V''_c der Betondruckfestigkeit und dem Variationskoeffizienten $V''_{\theta, Rd2, c}$ (Geometrie)

Da bei der Wiederverwendung ein Neubau mit Bestandsbauteilen entsteht, ist das Sicherheitsniveau (Zuverlässigkeitsindex $\beta = 3,8$ für CC2 nach DIN EN 1990 [20]) beizubehalten. Abb. 3 zeigt: Bei geringer Streuung der Betondruckfestigkeit kann γ''_c um bis zu 10 %, unter Berücksichtigung geometrischer Streuungen sogar um bis zu 16 % reduziert werden.

Experimentelle Untersuchungen

Dauerstandfestigkeit von Bestandsbetonen

Beton unter Dauerbelastung zeigt eine reduzierte Druckfestigkeit gegenüber der Kurzzeitfestigkeit. Ursache sind nichtlineare Kriechverformungen, die Mikrorisse erzeugen, welche sich mit der Zeit zu Makrorissen entwickeln und zum Versagen führen können. Bei jungen Betonen kann die fortschreitende Hydratation diesen Effekt teilweise kompensieren. Untersuchungen, u. a. von Rüschi (1960), zeigen für solche Betone eine Dauerstandfestigkeit von etwa 75–80 % bezogen auf die Kurzzeitfestigkeit.

In der Bemessung nach DIN EN 1992-1-1 [22] wird das Dauerstandverhalten über den Beiwert α_{cc} berücksichtigt, der im nationalen Anhang [23]

zwischen 0,8 und 1,0 liegen kann. In Deutschland ist $\alpha_{cc} = 0,85$ für Stahlbeton festgelegt, primär basierend auf Untersuchungen an jungem Beton. Für Bestandsbeton, bei dem die Nacherhärtung entfällt, ist dieser Wert kritisch zu hinterfragen.

Experimentelle Untersuchungen (weitere Informationen in [24]) mit Bohrkernen aus drei Bestandstragwerken (Baujahre 1966–1990) zeigen bei Belastungen von 62–83 % über 21–108 Tage eine Dauerstandfestigkeit von 70–75 %. Dies deutet auf eine Überschätzung durch $\alpha_{cc} = 0,85$ hin. Vergleichsversuche mit 28 Tage alten Laborproben ergaben hingegen eine Dauerstandfestigkeit > 80 %.

Reibversuche & Fugentragfähigkeit

Für die Wiederverwendung von Betonbauteilen ist das Reibungsverhalten trockener Betonfugen entscheidend, da es direkt die Kraftübertragung zwischen Elementen bestimmt. Frühere Studien (u. a. Jones [26], 1959; Zilch & Müller, 2007 [25]; Schaarschmidt & Flederer, 2021 [27]) zeigen eine große Spannweite möglicher Reibbeiwerte, abhängig von Oberflächenbearbeitung, Normkraft und Betonfestigkeit. Raue bzw. gestrahlte Fugen können Reibbeiwerte $> 1,0$ erreichen, während glatte Kontaktflächen meist deutlich darunter liegen. Bisherige Arbeiten beziehen sich jedoch überwiegend auf bewehrte Bauteile.

Im aktuellen Forschungsprojekt wurden erstmals unbewehrte Betonfugen untersucht, typisch für wiederverwendete Bauteile [28]. Die Proben stammten aus einer 1972 errichteten Uferwand (C45/55), um das reale Verhalten gealterter Betone abzubilden. Getestet wurden zwei Belastungsfälle:

- In-Plane (IP): reine Schubbeanspruchung,
- Out-of-Plane (OOP): kombinierte Biegung + Schub;

Je sechs Proben mit gesägter (glatter) und gestrahlter (rauer) Fuge wurden experimentell geprüft.

Ergebnisse:

- Glatte Fugen: entwickeln früh hohe Reibkräfte, brechen bei OOP jedoch spröde.
- Rau bearbeitete Fugen: höhere Gleitreibungsbeiwerte und deutlich duktileres Verhalten im IP-Fall.

Bei einer mittleren Normalkraft von 17,8 MPa wurden maximale Gleitreibungsbeiwerte von 0,56 (gesägt) bzw. 0,68 (gestrahlt) ermittelt. Während der Haftreibungsbeiwert weitgehend konstant bleibt ($\approx 0,4-0,5$), steigt der Gleitreibungsbeiwert mit zunehmender Beanspruchung an und nimmt bei sehr hohen Lasten wieder leicht ab (Mikroabbrüche an der Kontaktfläche).

Für OOP-Belastungen kehrt sich das Verhalten um: Durch die Fugenspaltöffnung reduziert sich die effektive Kontaktfläche, wodurch gestrahlte Fugen geringere Reibkräfte erreichen als gesägte.

Fazit

Die Wiederverwendung tragender Stahlbetonbauteile bietet großes Potenzial zur Ressourcenschonung, erfordert jedoch die Klärung technischer und rechtlicher Rahmenbedingungen. Das vorgestellte Forschungsvorhaben entwickelt praxisnahe Lösungen und einen Leitfaden zur Bewertung und Wiederverwendung.

Besonders herausfordernd ist die Bewertung älterer Bauteile: Elemente vor 1972 sind aufgrund von Glattstahl und begrenzter Dauerhaftigkeit meist kritisch, während Bauteile ab 1988 weitgehend den heutigen Anforderungen entsprechen. Die Restnutzungsdauer kann bei vergleichbarer Exposition aus der bisherigen Nutzung abgeleitet werden; bei veränderten Umweltbedingungen sind neue Bewertungsansätze erforderlich.

Experimentelle Untersuchungen zeigen, dass die Dauerstandfestigkeit von Bestandsbeton durch fehlende Nacherhärtung reduziert ist. Eine Abminderung des Bemessungswerts α_{cc} auf 0,7 erscheint daher sinnvoll. Auch die Gestaltung von Fugen spielt eine zentrale Rolle: Während glatte Fugen bei kombinierten Beanspruchungen eingesetzt werden können, bieten rau bearbeitete Fugen eine zuverlässige Kraftübertragung unter Schubbeanspruchung. Beide Varianten erfordern eine gezielte Bemessung, um die strukturelle Sicherheit im Re-Use-Kontext zu gewährleisten. Das Reibverhalten hängt maßgeblich von Oberflächenbearbeitung, Belastungsart und Materialzustand ab und muss bei der Bemessung wiederverwendeter Betonbauteile berücksichtigt werden.

Um die Wiederverwendung langfristig zu etablieren, sind zudem Lösungen für schadstoffbelastete Materialien wie Asbest sowie effiziente konstruktive Anschlussdetails notwendig, die unterschiedliche Schnittgrößen und

Beanspruchungen sicher aufnehmen können. Hierzu erfolgen aktuell noch Untersuchungen.

Danksagung

Das Forschungsprojekt zur Wiederverwendung von Stahlbetonbauteilen (Hochbauten) wurde durch das Ministerium für Landesentwicklung und Wohnen (MLW) des Landes Baden-Württemberg initiiert und finanziert. Das MLW begleitet das Projekt auch in der Umsetzung.

Literatur

- [1] Mettke, A. (2010) Material- und Produktrecycling - am Beispiel von Plattenbauten Material- und Produktrecycling - am Beispiel von Plattenbauten – Zusammenfassende Arbeit von 66 eigenen Veröffentlichungen. https://www-docs.b-tu.de/ag-baurecycling/public/Habilver%C3%B6ffentlichung_Mettke_2011_Auszug_English.pdf [Zugriff am: 11. Aug. 2025].
- [2] Fischer, A.; Huber, R. K.; Asam, C. (2011) Plattenvereinigung Abschlussbericht Plattenvereinigung Abschlussbericht. https://www.plattenvereinigung.de/wp-content/uploads/2023/03/plv_abschlussbericht_web_einzelseiten.pdf [Zugriff am: 11. Aug. 2025].
- [3] Monteiro, P. J. M.; Miller, S. A.; Horvath, A. (2017) Towards sustainable concrete Towards sustainable concrete in: *Nature Material* 114, H. 16, S. 698–699. <https://doi.org/10.1038/nmat4930>.
- [4] C. Küpfer; N. Bertola; C. Fivet Design of new low-carbon floor systems by reusing cut cast-in-place concrete pieces Design of new low-carbon floor systems by reusing cut cast-in-place concrete pieces in: *Proceedings of the International fib Symposium on the Conceptual Design of Concrete Structures 2023*.
- [5] SUPERLOCAL Super Circular Estate SUPERLOCAL Super Circular Estate SUPERLOCAL Super Circular Estate [online]. <https://www.superlocal.eu/> [Zugriff am: 11. Aug. 2025].
- [6] Betonhuis [betonhuis.nl/betonhuis/betonkolos-krijgt-tweede-leven-verschillende-nieuwe-gebouwen](https://www.betonhuis.nl/betonhuis/betonkolos-krijgt-tweede-leven-verschillende-nieuwe-gebouwen) [betonhuis.nl/betonhuis/betonkolos-](https://www.betonhuis.nl/betonhuis/betonkolos-)

- krijgt-tweede-leven-verschillende-nieuwe-gebouwen [online]
[Zugriff am: 11. Aug. 2025].
- [7] Devènes, J., Brütting, J., Küpfer, C., Bastien-Masse, M., Fivet, C. Re:Crete – reuse of concrete blocks from cast-in-place building to arch footbridge. *Re:Crete – reuse of concrete blocks from cast-in-place building to arch footbridge*. in: Structures 43, S. 1854–1867.
- [8] Monteiro, P. J. M.; Miller, S. A.; Horvath, A. (2017) Towards sustainable concrete Towards sustainable concrete in: Nature Material 114, H. 16, S. 698–699. <https://doi.org/10.1038/nmat4930>.
- [9] A. Mettke (2009) Material- und Produktrecycling – am Beispiel von Plattenbauten Material- und Produktrecycling – am Beispiel von Plattenbauten [Habilitationsschrift]. Brandenburgische Technische Universität Cottbus.
- [10] Nagora, A. (2002) Demontage von Plattenbauten unter Berücksichtigung der Wiederverwendung (Remontage) ausgewählter Fertigteile aus baubetrieblicher und bauwirtschaftlicher Sicht, dargestellt am Beispiel der Plattenbauserie P 2 Demontage von Plattenbauten unter Berücksichtigung der Wiederverwendung (Remontage) ausgewählter Fertigteile aus baubetrieblicher und bauwirtschaftlicher Sicht, dargestellt am Beispiel der Plattenbauserie P 2 [Dissertation]. Brandenburgische Technische Universität Cottbus.
- [11] Küpfer, C.; Fivet, C. (2023) Panorama of approaches to reuse concrete pieces: identification and critical comparison *Panorama of approaches to reuse concrete pieces: identification and critical comparison* in: Journal of Physics: Conference Series 2600, H. 19, S. 192006. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2600/19/192006>.
- [12] Mecka, Robin; Geng, Jonas; Schubert, Aileen; Bos, Freek; Nübel, Konrad; Fischer, Oliver: Ein Handlungsrahmen für die Wiederverwendung von Stahlbetonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau, 2025. <https://doi.org/10.1002/best.70015>.
- [13] Deutsches Institut für Normung e.V. (1988). *Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung; Deutsche Fassung DIN 1045:1988*. Beuth Verlag GmbH.
- [14] Deutsches Institut für Normung e.V. (1959). *Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung; Deutsche Fassung DIN 1045:1959*. Beuth Verlag GmbH.
- [15] J. Schnell et al. (2016) Sachstandbericht Bauen im Bestand - Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und

- Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken. *Sachstandbericht Bauen im Bestand - Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken* in: DAFStb Heft, H. 616.
- [16] Hönig, M. et al. (2024) Konzeption zur Bestimmung von Lage und Anzahl asbesthaltiger Abstandhalter in Betonbrücken. *Konzeption zur Bestimmung von Lage und Anzahl an asbesthaltigen Abstandhaltern in Betonbrücken*. https://bast.opus.hbz-nrw.de/opus45-bast/frontdoor/deliver/index/docId/2953/file/B+200+Gesamtversion_BF.pdf [Zugriff am: 28. Okt. 2025].
- [17] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. – DafStb [Hrsg.] Heft 510 *Heft 510 Christoph Gehlen (2000) - Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken*, Berlin: Beuth.
- [18] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. – DafStb [Hrsg.] Heft 622 *Heft 622 Stefanie Marilies von Greve-Dierfeld (2016) – Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile*. Berlin: Beuth.
- [19] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. – DafStb [Hrsg.] Heft 626 *Heft 626 Amir Rahimi (2017) – Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkungen*.
- [20] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. (2011). *DIN EN 1992-1-1:2011: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Beuth Verlag GmbH.
- [21] *fib Bulletin 80: Partial factor methods for existing concrete structures*. Recommendation (Bd. 2016). (2016).
- [22] Deutsches Institut für Normung e. V. (2021). *DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*. Beuth Verlag GmbH.
- [23] DIN Deutsches Institut für Normung e. V. (2013). *DIN EN 1992-1-1-NA:2013: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth Verlag GmbH.

- [24] Geng, J., Mecka, R., Bos, F. & Fischer, O. (2025). Experimental study on the compressive sustained load strength of concrete with high age at loading. *Proceedings of the fib Symposium 2025*.
- [25] Zilch, K.; Müller, A. (2007) *Grundlagen und Anwendungsregeln der Bemessung von Fugen nach EN 1992-1-1*. Abschlussbericht DIBt-Forschungsvorhaben
- [26] Jones L. L. (1959) Shear test on joints between precast post-tensioned units *Shear test on joints between precast post-tensioned units* in: Magazine of Concrete Research 11, No. 31, S. 25–30.
- [27] Schaarschmidt, D.; Flederer, H. (2021) *Vorgespannte Trockenfugen für modulare Brücken unter zyklischer Belastung*. In Beton- und Stahlbetonbau 116, H. 5, S. 378–386.
- [28] Gaston, J. R.; Kriz, L. B. Connections in Precast Concrete Structures-Scarf Joints *Connections in Precast Concrete Structures-Scarf Joints* in: Portland Cement Association 1964.
- [29] Mecka, R. et al. (2025) *Experimental investigations on the frictional behavior of sawn and shot-blasted concrete surface under various levels of prestress and gap openings* in: Proceedings of the fib Symposium 2025, S. 711–722.

ÜBER 30 JAHRE EXPERTISE

- \ Tragwerksplanung
- \ Technische Gebäudeausrüstung
- \ Brandschutzplanung
- \ Bauphysik
- \ Bauen im Bestand
- \ Experimentelle Tragsicherheitsbewertung
- \ Nachhaltigkeitsberatung & -zertifizierung
- \ Building Information Modeling
- \ Forschung & Systementwicklung
- \ Prüfwesen Standsicherheit & Brandschutz
- \ Bauwerksprüfung
- \ Sachverständigentätigkeiten





Materialprüfungsamt
für das Bauwesen

prüfen | überwachen | zertifizieren

Die Abteilung Massivbau des Materialprüfungsamts für das Bauwesen (MPA BAU) der TUM ist Ihr Ansprechpartner rund um Fragestellungen des konstruktiven Ingenieurbaus, in den Bereichen Mauerwerk, Beton, Stahl- und Spannbeton, Bewehrungs- und Spanntechnik, Bauwerksuntersuchung sowie Versuchs- und Messtechnik im gesamten Bauwesen | Wir führen für Sie Überwachungen von Baustellen (ÜK2 & 3) und von Bauprodukten nach Landesbauordnung sowie nach BauPVO (CE-Kennzeichnung) durch | Wir verfügen über Akkreditierungen als Prüflabor und als Zertifizierungsstelle. Wir sind bauaufsichtlich anerkannt und notifiziert.

Materialprüfungsamt für das Bauwesen
MPA BAU - Abteilung Massivbau
Technische Universität München
Theresienstraße 90, 80333 München

web. www.ed.tum.de/mpa-bau
email. mpa@tum.de
tel. +49 (0)89 289 23000

Stahlfaserbetontübbings – experimentelle Untersuchungen, Berechnung/Bemessung und Einfluss der Faserorientierung

<https://doi.org/10.14459/mbs29.05>

Maximilian Kronau, Oliver Fischer



Maximilian Kronau, M.Eng.

2021 B.Eng. Bauingenieurwesen; THN
2023 M.Eng. Bauingenieurwesen; HM
seit 04.2023 Wissenschaftlicher Mitarbeiter,
Lehrstuhl für Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität
der Bundeswehr München, Promotion 1994
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungsposi-
tionen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüferingenieur und EBA-Prüfer

Stahlfaserbetontübbings (SFB-Tübbings) gewinnen im maschinellen Tunnelbau zunehmend auch national an Bedeutung. Im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) für den Neubau der U5 in Hamburg werden derzeit am MPA BAU der TUM Versuche mit den Schwerpunkten Materialcharakterisierung und Längsfugentragverhalten durchgeführt. Besonderes Augenmerk gilt dem Einfluss der Faserorientierung, die im Tübbing variabel sein kann und deshalb für die Nachweisführung eine zentrale Herausforderung darstellt. Am Lehrstuhl für Massivbau der TUM wird parallel dazu eine Methodik entwickelt, um bei der Herstellung eines Tübbings die Faserorientierung beeinflussen zu können.

Steel fibre reinforced concrete (SFRC) segments are gaining increasing importance in mechanised tunnelling, also on a national level. As part of an approval in individual cases (ZiE) for the construction of the new U5 line in Hamburg, tests focusing on material characterisation and longitudinal joint behaviour are currently being carried out at MPA BAU. Particular attention is given to the influence of fibre orientation, which can vary within the segment and therefore represents a major challenge for structural design. In parallel, the Chair of Concrete and Masonry Structures at TUM is developing a methodology to control fibre orientation during segment production.

Einleitung

In den letzten Jahren hat der Einsatz von Stahlfaserbetontübbings (SFB-Tübbings) im maschinellen Tunnelbau weltweit an Bedeutung gewonnen. Durch die positiven Erfahrungen in zahlreichen bereits abgeschlossenen Projekten – wie etwa der *Brisbane Airport Link* in Australien, die Linie 7 in Sao Paulo oder der *Thames Tideway Tunnel* in London (vgl. [1]) – rückt die innovative Bewehrungstechnik mit Stahlfasern auch national zunehmend in den Fokus. So ist beispielsweise beim Neubau der neuen U5 in Hamburg vorgesehen, zwei Bereiche mit Stahlfaserbetontübbings zu realisieren. Im Abschnitt „M1000“ sollen zwischen den Haltestellen *Borgweg* und *City Nord* die beiden eingleisigen Röhren und im Abschnitt „Ost“ möglichst viele Bereiche des zweigleisigen Querschnitts ohne konventionelle Bewehrung umgesetzt werden. Aufgrund fehlender konsistenter Regelwerke für den Stahlfaserbeton im Tunnelbau in Deutschland ist dafür jedoch eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich. Die dazu notwendigen experimentellen Untersuchungen finden am MPA BAU statt und bilden die Grundlagen für die gutachterliche Beurteilung.

Unter statischen Gesichtspunkten erweist sich der Einsatz von Stahlfaserbeton im maschinellen Tunnelbau im Allgemeinen als vorteilhaft. Durch die kontinuierliche Bettung der Tübbingringe mit dem umliegenden Gebirge bzw. Boden entsteht ein hochgradig statisch unbestimmtes System mit vielen Umlagerungsmöglichkeiten, sodass sich Spannungsspitzen durch Rissbildung abbauen können. Beim Einsatz moderner Hochleistungsfasern und dem damit verbundenen überkritischen Tragverhalten kann sogar eine Mehrfachrissbildung generiert werden, was die Spannungsverteilung weiter begünstigt. Ferner treten im Endzustand überwiegend überdrückte Spannungszustände in den Tunnelschalen auf, die häufig (losgelöst von normativen Vorgaben) oftmals auch mit gänzlich unbewehrtem Beton abgetragen werden könnten. Nennenswerte Zugspannungen resultieren in den Tübbings häufig aus den temporären Bauphasen (Ausschalen, Transport, Einbau) und sind mit modernem Stahlfaserbeton in der Regel problemlos nachzuweisen. Vor diesem Hintergrund erscheint der komplizierte Einbau konventioneller Bewehrung mit typischen Mengen von 80–120 kg/m³ Beton nicht immer zweckmäßig. Deutlich kritischer bei der Bemessung sind jedoch in der Regel Detailnachweise, wie die Teilflächenpressung bzw. Spaltzugspannungen an der Längsfuge oder der Abtrag der

Pressenkräfte beim Vortrieb. Sie entscheiden häufig darüber, ob der Einsatz von Stahlfaserbewehrung sinnvoll ist (Stahlfasermenge, Hybridbewehrung) oder ob gewisse Bauabschnitte/Projekte überhaupt ausschließlich mit Stahlfaserbeton umgesetzt werden können.

Ist die statische Machbarkeit gegeben, können neben den baupraktischen Vorteilen darüber hinaus erhebliche Mengen an Stahl gespart (Gesamtfasermenge etwa 40 kg/m³ Beton) und damit der CO₂-Fußabdruck des Tunnelprojekts deutlich verringert werden. In Kombination mit nachhaltigen Betonrezepturen lassen sich die Emissionen je nach Berechnungsgrundlage sogar zwischen 60% und 70% senken [2]. Auch bei der Realisierung des U-Bahn-Projekts in Hamburg sollen die Treibhausgase in einer ähnlichen Größenordnung reduziert werden [3].

In diesem Beitrag wird zunächst generell dargestellt, wie die Materialeigenschaften von Stahlfaserbeton für die Bemessung ermittelt werden, und welche Herausforderungen daraus resultieren. Anschließend werden ausgewählte Ergebnisse aus den Untersuchungen zur U5 in Hamburg vorgestellt, um die Auswirkungen unterschiedlicher Faserorientierung auf die Bemessung zu veranschaulichen. Abschließend werden aktuelle Überlegungen zur Ausrichtung der Stahlfasern am Lehrstuhl für Massivbau skizziert und die daraus resultierenden Potenziale für die Tübbingproduktion und -bemessung aufgezeigt.

Ermittlung der Materialeigenschaften von Stahlfaserbeton

Bei der Bemessung von Stahlfaserbeton sind die sogenannten Nachrisszugfestigkeiten – d.h. die übertragbaren Zugspannungen trotz Rissbildung durch die vernadelnden Stahlfasern – von zentraler Bedeutung. Sie werden, je nach Regelwerk, durch unterschiedliche Versuchskonzepte an kleinmaßstäblichen Biegebalken abgeleitet. In Deutschland regelt derzeit die Richtlinie Stahlfaserbeton (RiL-SFB) [4] die genaue Vorgehensweise hierfür an sog. 4-Punkt-Biegezugversuchen. Bei internationalen Projekten wird in der Regel der Model Code 2020 [5] (bzw. vormals Model Code 2010) als Grundlage verwendet. Hier werden die Nachrisszugfestigkeiten an einem gekerbten Balken und einem 3-Punkt-Biegezugversuch nach EN 14651 [6] ermittelt. Die aktuell in Bearbeitung befindliche Neuauflage der RiL-SFB soll national den Anhang L des zukünftigen EC2 [7] ersetzen und bezieht

sich dann ebenfalls auf die 3-Punkt-Biegezugversuche. Damit werden die Grundlagen für die Materialcharakterisierung weitgehend vereinheitlicht.

Grundgedanke des 3-Punkt-Biegezugversuchs ist die Einkerbung eines 50cm spannenden Balkens in Balkenmitte, um eine definierte Sollrissstelle zu generieren, vgl. Abb. 1. Die aufnehmbare Kraft wird in Abhängigkeit der Rissöffnung – der sog. Crack Mouth Opening Displacement (CMOD) – während des Versuchs kontinuierlich aufgezeichnet. Entscheidend ist die gemessene mittlere Kraft bei den CMOD-Werten von 0,50 mm und 2,50 mm, da daraus die ansetzbaren zentrische Nachrisszugfestigkeiten für den GZG (CMOD = 0,50 mm) sowie für den GZT (CMOD = 2,5mm) abgeleitet werden.

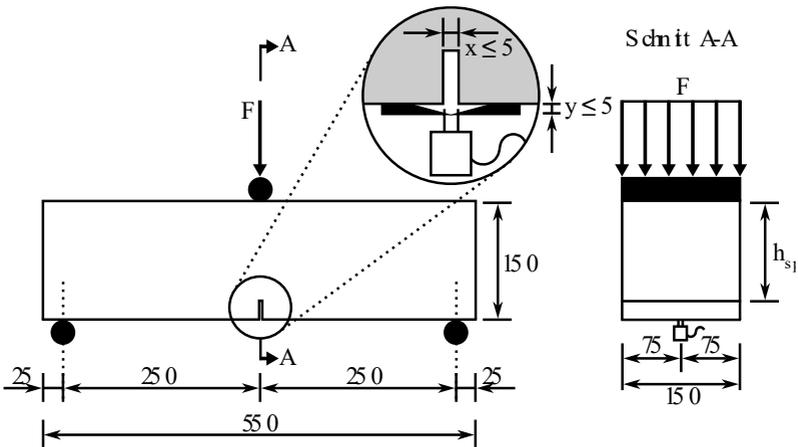


Abb. 1: Schematischer Versuchsaufbau des 3-Punkt-Biegezugversuchs nach EN 14651 [6].

Eine wesentliche Unsicherheit und Herausforderung bei der späteren Nachweisführung ist der Umgang mit unterschiedlichen Faserorientierungen im Bauteil - oder konkret im maschinellen Tunnelbau – an unterschiedlichen Bereichen der Tübbings. Die ermittelten Materialeigenschaften unter Laborbedingungen können deshalb nicht direkt für die Nachweise herangezogen, sondern müssen mit einem sog. Faserorientierungsbeiwert modifiziert werden. Für allgemeine Detailnachweise, und ohne weitere Kenntnisse zur

Ausrichtung der Fasern an der betrachteten Stelle, ist dieser Faktor unabhängig der genannten Regelwerke mit 0,5 anzusetzen. Bei den Detailnachweisen an den Tübbingfugen führt die Halbierung der Nachrisszugfestigkeiten jedoch häufig dazu, dass der Nachweis nicht erbracht werden kann. Zwar wurden in den aktuellen DAUB-Empfehlungen explizit Stahlfasertübbings berücksichtigt, für einen spezifischen Orientierungsbeiwert zur Fugembemessung wird aber auch hier auf einen „Versuchsgestützten Nachweis“ verwiesen [8]. Potential für eine individuelle Berücksichtigung der Faserausrichtung bietet jedoch der Model Code 2020 [5]. Hier kann der Orientierungsbeiwert flexibel angepasst werden, wenn ausreichend Kenntnisse über die Orientierung an der Nachweisstelle existiert. Da eine Vielzahl von Faktoren die Faserorientierung beeinflussen, ist eine pauschale Annahme ohne Datenbasis aber kaum möglich. Im Rahmen der Untersuchungen für die ZIE U5 Hamburg wurden am MPA BAU auch deshalb Längsfugenversuche mit unterschiedlichen Faserorientierungen durchgeführt. Ziel ist es, die Sensitivität des Tragverhaltens dahingehend zu dokumentieren und ein flexibleres Handling bei der Nachweisführung zu ermöglichen.

Längsfugentragverhalten und Einfluss der Faserorientierung

Das Tragverhalten der Längsfugen wurde an prismatischen Betonkörpern mit einer Höhe von 80 cm und einer Breite von 35cm (entspricht der geplanten Tübbingdicke im Abschnitt „M1000“) bzw. 50 cm (Tübbingdicke Abschnitt „Ost“) durchgeführt. In Längsrichtung betrug die Abmessung des Prismas 60 cm. Die Lasteinleitung erfolgte mittels Stahlplatte über die gesamte Länge, sodass im Versuchskörper ein näherungsweise zweidimensionaler Spannungszustand erzeugt wurde. Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert mittels hydraulischer Druckpresse.

Um verschiedene Faserausrichtungen in den Versuchskörpern zu generieren, wurden die Fugenkörper mit zwei unterschiedlichen Betonageverfahren hergestellt. Bei den im Folgenden mit „S“ bezeichneten Versuchskörpern wurde der Beton kontinuierlich mittels Betonsilo in eine geneigte Schalung gefüllt. Die Neigung entsprach dabei in etwa der der späteren Tübbingschalung, um einen Betonfluss Richtung Längsfuge analog der tat-

sächlichen Herstellung zu simulieren. Als Vergleichskörper wurden liegende Fugenkörper (Bezeichnung „L“) betoniert, da hier bezüglich der Spaltzugbeanspruchung eine ungünstige Ausrichtung zu erwarten ist. Zur Dokumentation der Faserausrichtung wurden jeweils an Referenzkörpern Bohrkerns gezogen und mittels Schnittflächenanalyse (vgl. [9][10]) analysiert. Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse der Untersuchungen aus dem Bauabschnitt „Ost“ vorgestellt. Abb. 2 zeigt die erfassten Faserwinkel der Referenzkörper in Histogrammform. Der aufgetragene Winkel entspricht dabei der Abweichung zur erwartenden Richtung der Spaltzugspannungen. Folglich ist eine Faser mit der Neigung $\theta = 0^\circ$ parallel zur Spannung ausgerichtet und optimal orientiert. Vergleich man den mittleren Faserneigungswinkel θ der beiden Referenzkörper, zeigt sich eine Abweichung von $\theta = 15,5^\circ$. Weiters fällt auf, dass der schräg hergestellte Betonkörper eine gleichmäßige Verteilung über die nahezu gesamte Winkelbandbreite aufweist, während bei Körper L eine Konzentration rund um den Mittelwert von $\theta = 62,5^\circ$ erkennbar ist.

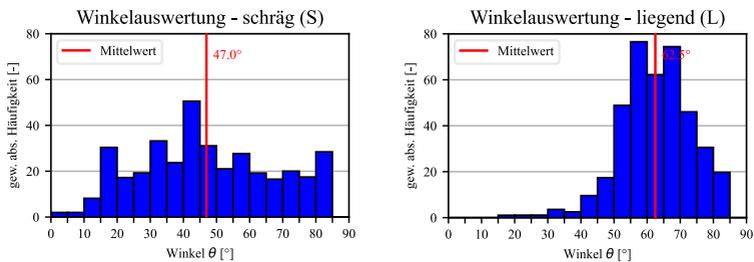


Abb. 2: Auswertungen der Faserorientierung; links der Referenzkörper S und rechts der Referenzkörper L von Bauabschnitt „Ost“.

Der daraus folgende Einfluss auf das Tragverhalten soll anhand eines exemplarischen Vergleichs zwischen einem Versuchskörper S und L mit identischer exzentrischer Laststellung veranschaulicht werden. Es zeigt sich, dass beim Fugenkörper S eine deutliche Steigerung der Maximallast gegenüber dem Fugenkörper L möglich ist. Während Fugenkörper L eine Höchstlast von 4945,3 kN erreicht, beträgt diese beim Betonkörper S 7227,4 kN, siehe auch Abb. 3. Dies entspricht einer Steigerung von 46,1 %. Auch hinsichtlich der Rissentwicklung sind deutliche Unterschiede zu

erkennen. Vergleicht man das Rissbild bei der Maximallast des Fugenkörpers L, erstreckt sich der Spaltzugriss nahezu durch den kompletten Körper L, während der Körper S lediglich in der oberen Probekörperhälfte gerissen ist. Die Rissweiten liegen in einer Größenordnung von circa 0,15 mm (S) und 0,40 mm (L). Ähnliche Tendenzen wurden auch bei den anderen Laststellungen festgestellt. Eine weitere Betrachtung hingegen Bedarf der steileren Anstieg der Lastkurve bei Probekörper L. Für die Einordnung dieses Phänomens sind noch weitere Auswertungen erforderlich.

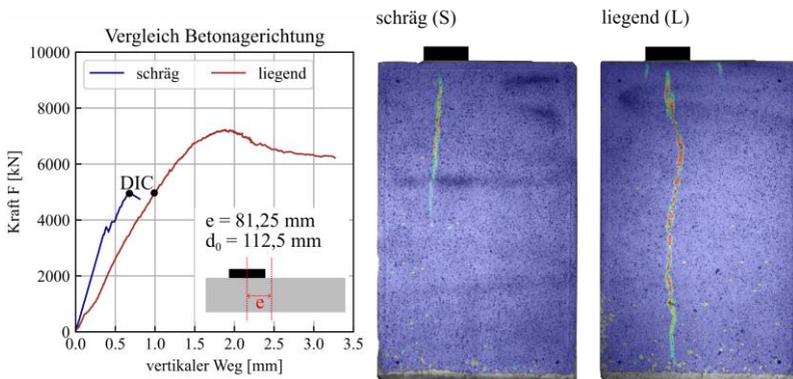


Abb. 3: exemplarischer Vergleich des Tragverhaltens zwischen Fugenkörper L und S mit identischer Lasteinleitung.

Die skizzierten Unterschiede im Tragverhalten zeigen, dass der Einfluss der Faserorientierung bei den Planungen der U5 Hamburg sorgfältig berücksichtigt werden muss. Aufgrund der bisher unzureichenden Datenlage zur tatsächlichen Fasersituation in den späteren Tübbings sollte eine progressivere Herangehensweise hinsichtlich des Orientierungsbeiwerts lediglich in Verbindung mit einer abgestimmten Qualitätskontrolle erfolgen. Nur so kann eine (Teil-)Flexibilisierung des Orientierungsbeiwerts der Fasern ohne Verlust des Sicherheitsniveaus gewährleistet werden.

Optimierter Einsatz von Stahlfaserbeton durch gezielte Ausrichtung

Unabhängig von den ersten Erkenntnissen aus den ZiE-Versuchen wird derzeit am Lehrstuhl für Massivbau ein Verfahren zur Optimierung der Stahlfaserbewehrung an den kritischen Nachweisstellen im Tübbing entwickelt. Der Grundgedanke ist, bei der Tübbingherstellung eine gezielte Ausrichtung der Stahlfasern an der Längsfuge ermöglichen zu können. Dadurch soll das Tragverhalten lokal verbessert, die geschilderten Unsicherheiten bei der Bemessung kontrolliert und bestenfalls trotz hoher Lasten oder großen Querschnitten die kritischen Nachweise erbracht werden können.

Das Prinzip der Methodik ist es, durch eine spezielle Konstruktion und Anordnung von Ausrichtungselementen zu einer Gitterstruktur damit während der Verdichtung den Beton durchdringen zu können, ohne ein Blockieren der Struktur oder Faseransammlungen zu provozieren. In Abb. 4 ist links eine derartige Gitterstruktur zu erkennen. Die Ausrichtung erfolgt rein mechanisch durch Kontakt der einzelnen Fasern mit den Gitterstreben. Die Wirkung der Ausrichtungsmethodik kann näherungsweise über den sog. „Wall Effekt“ prognostiziert werden. Die einzelnen Gitterelemente stellen - in der Modellvorstellung - eine Vielzahl an beweglichen Schalwänden dar. Dadurch kann der durchzogene Querschnitt in unterschiedlich beeinflusste Zonen eingeteilt und eine mittlere Faserausrichtung berechnet werden.

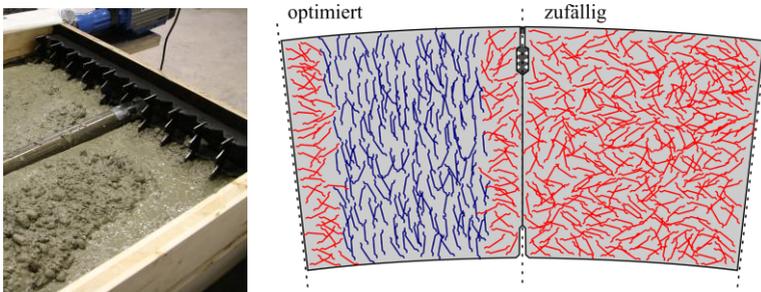


Abb. 4: kontrollierte Ausrichtung der Stahlfasern; links: Ausrichtungsvorrichtung; rechts: optimierte Ausrichtung an der Tübbinglängsfuge.

Konkretisiert man eine beispielhafte Anwendung im Rahmen eines Tunnelprojekts, könnte sich folgendes Szenario ergeben. Der Planer benötigt auf Basis einer Schnittgrößenermittlung gewisse zentrische Nachrisszugfestigkeiten des Stahlfaserbetons, um den maßgebenden Spaltzugnachweis an der Längsfuge führen zu können. Aufgrund betontechnologischer Grenzen in Kombination mit der erforderlichen Abminderung der ermittelten Spannungen aus den Biegezugversuchen werden die planerischen Vorgaben nicht mehr erreicht. Bezieht man sich auf den Model Code 2020, kann nun mit bedarfsgerechter Anordnung der Ausrichtungselemente und der damit erzielbaren Faserorientierung der Faserorientierungsbeiwert so angepasst werden, dass die Spaltzugnachweise geführt werden können. Bei der späteren Herstellung der Tübbings im Bereich der Längsfugen muss dann während der Verdichtung die Vorrichtung radial durch den Betonkörper gezogen werden. In Abb. 4 ist rechts ein Schnitt durch eine Längsfuge dargestellt. Die Stahlfasern im linken Tübbing haben die statisch erforderliche Ausrichtung, während sich die Fasern beim rechten Tübbing unkontrolliert verteilt haben.

Ein derartiges Szenario ist sicherlich erst mittelfristig tatsächlich denkbar. Vor allem die Implementierung des Verfahrens in die hoch automatisierte Tübbingproduktion stellt eine wesentliche Herausforderung dar und Bedarf noch weiterer Entwicklungsarbeit.

Fazit

Stahlfaserbetontübbings gewinnen aufgrund ihrer vielfältigen Vorteile auch national an Bedeutung. Bei der Berechnung und Bemessung bestehen jedoch weiterhin offene Fragestellungen und Herausforderungen, die sowohl auf die bislang unzureichende Regelwerkslage in Deutschland als auch auf das noch nicht vollständig verstandene Tragverhalten zurückzuführen sind. Eine besondere Herausforderung besteht dabei vor allem in der Beurteilung und Berücksichtigung unterschiedlicher Faserorientierungen in den Tübbings. Ein umfassendes Versuchsprogramm am MPA BAU im Rahmen einer ZiE für Abschnitte der neuen U5 in Hamburg soll einerseits bauwerksspezifische Fragestellungen klären, bestenfalls jedoch auch mit allgemeingültigen Erkenntnissen sowie positiven Praxiserfahrungen bei der Umsetzung den Weg für weitere Projekte ebnen. Parallel dazu werden

am Lehrstuhl für Massivbau Möglichkeiten entwickelt, wie sich Stahlfaserbewehrung effizienter und gezielter einsetzen lässt.

Literatur

- [1] Behnen, G.; Fischer, O.: Tübbingfertigteile im Tunnelbau. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J. D. (Hrsg.), Beton-Kalender 2025: Tunnelbau; Betonbauqualität (BBQ), Teil 1, Berlin: Ernst&Sohn, S. 77-150, 2025.
- [2] Emmel, M.: Nachhaltigkeitsvergleich zwischen stahlfaser- und stabstahlbewehrten Tübbings – Anwendung am Infrastrukturprojekt U9 München, Unveröffentlichte Masterarbeit, Technische Universität München, 2025.
- [3] Plöger, F.; Uphoff, K.; Herr, R.: Innovative Nachhaltigkeitsstrategie prägt Bau der U5 in Hamburg, In: tunnel, 02/2025, <https://www.tunnel-online.info/de/artikel/innovative-nachhaltigkeitsstrategie-praegt-bau-der-u5-in-hamburg-4243559.html>.
- [4] DAfStb: Richtlinie Stahlfaserbeton, Ausgabe 2021-06, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. - DAfStb, Berlin.
- [5] fib: Model Code for Concrete Structures (2020), Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, 2022.
- [6] EN 14651: Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern – Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, Biegezugfestigkeit), Deutsche Fassung EN 14651:2025+A1:2007.
- [7] FprEN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke, Deutsche Fassung FprEN 1992-1-1:2023, Berlin: Beuth.
- [8] DAUB-Arbeitskreis: Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen, Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e. V., Köln, 2024.
- [9] Faustmann, S.; Kronau, M.; Fischer, O.: Direct tensile tests on steel fiber reinforced concrete with focus on wall effect and fiber orientation. In: Mater Struct 57, 185, 2024, <https://doi.org/10.1617/s11527-024-02463-2>.
- [10] Kronau, M.; Strotmann, A.; Faustmann, S.; Fischer, O.; Jungwirth, J.: Evaluation of fibre orientation of Ultra-High Performance Fibre

Reinforced Shotcrete with an opto-analytical approach. In: Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, S. 1193-1200, 2024.

KEIN SPAGAT NÖTIG!



Kümmern Sie sich um Ihre Projekte, während wir uns um Ihre IT-Infrastruktur sorgen. Mit uns als Partner sind Ihre IT-Themen sicher – für maximale Entspannung im digitalen Alltag!



DR. BAUMGÄRTNER GMBH

IT-SERVICE

für mittelständische Unternehmen
im Großraum München & Starnberg

info@it-baumgaertner.de
www.it-baumgaertner.de

UNSERE MAUS
LÄUFT WIEDER



[www.it-baumgaertner.de/
kinospot](http://www.it-baumgaertner.de/kinospot)



- 28** Jahre Erfahrung
- 17** Geschäftsführer:innen
- 7** Standorte
- 17** Leistungsbilder
- 300** Hände
- ∞** Kaffee
- 1** ZM-I Gruppe

Alles aus einer Hand. Unkompliziert. Präzise. Clever.
Nur mit der **ZM-I Gruppe**.

Lust, mehr zu erfahren?

Dann besuchen Sie uns auf www.zm-i.de

Modellierung von (Stahlfaser)Beton mit einem mesoskalen Ansatz – aktuelle Entwicklungen und Potentiale für die Anwendung

<https://doi.org/10.14459/mbs29.06>

*Saeid Mehrpay, Antonio Cibelli,
Jan Vorel, Roman Wan-Wendner*



Saeid Mehrpay, M.Sc, PhD.

2014 M.Sc. Bauingenieurwesen (Konstruktiver Ingenieurbau); Universität von Guilan

2020 Ph.D. Bauingenieurwesen (Engineering and Policy for Sustainable Environment); Universität Hokkaidō

2021–2024 Postdoktorand; Shenzhen University

2024–2025 Wissenschaftlicher Mitarbeiter; SUSTech

seit 2025 Postdoktorand; Universität Gent



Antonio Cibelli, M.Sc, PhD.

2018 MEng., University of Salerno, Salerno, IT
2022 Ph.D., Politecnico di Milano, Milan, IT
seit 2022 Externer Mitarbeiter, Ghent University,
Ghent, BE
seit 2023 Postdoktorand, University of Naples,
Naples, IT



Jan Vorel, Prof. MEng. PhD.

2006 MEng., CTU in Prague, CZ
2009 Ph.D., CTU in Prague, CZ
2009 Stellenbosch University, SA
2011-2012 Northwestern University, IL, USA
2016 Habilitation, CTU in Prague
2025 Professor, CTU in Prague
seit 2010 CTU in Prague



Roman Wan-Wendner, Prof. DI Dr. habil.

2006 Dipl.Ing., BOKU Wien
2009 Doktorat, BOKU Wien
2011-2013 Northwestern University, IL, USA
2013-2021 Direktor Christian Doppler Labor, BOKU
Wien
2015 Habilitation, BOKU Wien
seit 2018 Professor für Massivbau, Universität Gent

Diskrete Mesoskalenmodelle sind leistungsstarke Werkzeuge zur Untersuchung und Simulation von Beton unter Berücksichtigung seiner intrinsischen Heterogenität. Mit der Weiterentwicklung der Rechenleistung und der Senkung der Rechenkosten entwickeln sich diese Methoden rasch weiter und bieten noch genauere Leistungsvorhersagen für Normalbeton und faserverstärkten Beton. Dieses Manuskript fasst die jüngsten Entwicklungen zusammen und zeigt das Potenzial für die Vorhersage der Auswirkungen von Fasermaterial, Faserform sowie Faserverteilung und -ausrichtung auf.

Discrete-mesoscale models are powerful tools to study and simulate concrete while taking into account their intrinsic heterogeneous nature. With the advancement of computational power and the reduction of computational costs, these methods are evolving rapidly to offer even more accurate performance predictions of plain and fiber-reinforced concrete. This manuscript summarizes recent developments and show-cases the potential in predicting the effect of fiber material, fiber shape, and fiber distribution and orientation.

Einleitung

Faserverstärkter Beton (FRC) weist aufgrund seiner heterogenen und mehrskaligen Beschaffenheit ein hochkomplexes mechanisches Verhalten auf, was seine genaue numerische Simulation zu einer ständigen Herausforderung macht. Das Materialverhalten wird durch zahlreiche Wechselwirkungsmechanismen zwischen der Zementmatrix, den diskreten Fasern und ihren Grenzflächen bestimmt, die alle zu seinem nichtlinearen, pfadabhängigen Verhalten beitragen. Die numerische Simulation von FRC ist mit mehreren miteinander verbundenen Herausforderungen verbunden, die mit seinem Mehrfachrissverhalten, der Wechselwirkung zwischen Fasern und Matrix, geschwindigkeitsabhängigen Effekten, multiphysikalischen Kopplungen, seiner Verankerung in unterschiedlichen Längenskalen und seinem Langzeitverhalten zusammenhängen. Jeder dieser Aspekte erfordert fortschrittliche konstitutive Formulierungen und robuste Berechnungskonzepte. Trotz bedeutender Fortschritte in den letzten Jahrzehnten ist die Entwicklung eines einheitlichen, prädiktiven Modellierungsansatzes für FRC nach wie vor ein aktives Forschungsgebiet. Kontinuierliche Weiterentwicklungen in den Bereichen Mehrskalmodellierung, gekoppelte Analyse und experimentelle Charakterisierung sind unerlässlich, um die Zuverlässigkeit und praktische Anwendbarkeit numerischer Simulationen von FRC-Strukturen zu verbessern. Unter den fortschrittlichen Modellierungsansätzen, die entwickelt wurden, um die Grenzen herkömmlicher Kontinuumsformulierungen zu überwinden, hat sich das Lattice Discrete Particle Model (LDPM) als besonders effektiv für die Simulation des komplexen mechanischen Verhaltens von quasi-spröden und heterogenen Materialien herausgestellt [1]. Die erste Erweiterung des LDPM auf FRC (LDPM-F) wurde von Schaufert und Cusatis [2] vorgeschlagen, wobei eine explizite Modellierung der Faser-Matrix-Wechselwirkung, des Ausziehverhaltens und der zufälligen Faserausrichtung eingeführt wurde. Nachfolgende Entwicklungen verbesserten das Rahmenwerk weiter, indem sie die konstitutive Beschreibung der Faserüberbrückung und der Verbunddegradation verfeinerten und so eine genauere Simulation der verteilten Rissbildung, der Rissentwicklung und Duktilität des Materials ermöglichten [3,4]. Folglich stellt LDPM-F ein robustes meso-skalen Modellierungswerkzeug dar, das einzigartige Vorhersagen des Materialverhaltens hinsichtlich Fasermaterial, Faserform und Faserverteilung sowie Orientierung erlaubt [1–4].

Modellierungsansatz LDPM-F

Der Verbundwerkstoff Beton wird auf der Mesoskala durch LDPM als Zweiphasenverbundwerkstoff modelliert, wobei die groben Zuschlagstoffe und die eingebettete Mörtelmatrix berücksichtigt werden. Die größeren Fraktionen der realen Verteilungskurve der Zuschläge werden diskret modelliert und ergeben nach Tessellierung ein System polyedrische Zellen, die mit ihren Nachbarn über dreieckige Kontaktflächen in Kontakt stehen. Auf diesen Kontaktflächen werden vektorielle Materialgesetze definiert, die Spannungsvektoren und Dehnungsvektoren in Verbindung bringen. Hierbei werden Dehnungen als diskrete Sprünge im Verformungsfeld definiert. Eine etwaige Rissbildung ist auf die Position der Kontaktflächen beschränkt und somit intrinsisch an die Verteilung der groben Zuschläge verbunden, was die Vorhersage realistischer Rissbreiten und Rissabstände unterstützt. Abb. 1 zeigt die Definition der dreieckigen Kontaktflächen und exemplarisch eine resultierende polyedrische Zelle.

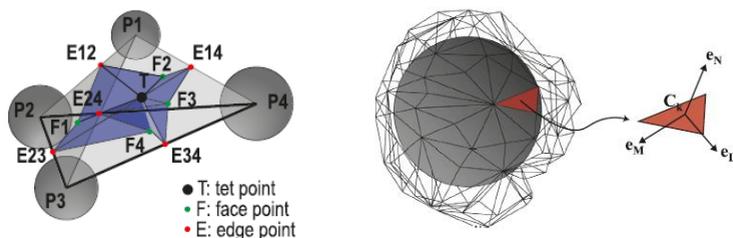


Abb. 1: LDPM-Netzgenerierung

Im elastischen Bereich sind Normal- und Schubspannungen proportional zu den entsprechenden Dehnungen. Drei nichtlineare Phänomene bestimmen das meso-skalen Verhalten des Materials jenseits der Elastizitätsgrenze: (i) Rissbildung und Nachbruchverhalten unter Zugbeanspruchung, (ii) Verdichtung und Porenkollaps unter Druckbeanspruchung, und (iii) Reibung. Einzelheiten zur Formulierung finden Sie in [1].

Die Erweiterung des LDPM um diskrete Fasern wird durch deren zufällige Verteilung mit zufälligen Positionen und Ausrichtungen entsprechend der Dossierung erreicht, wobei die Möglichkeit besteht, mit einer bevorzugten Ausrichtung zu arbeiten.

Die Geometrie jeder einzelnen Faser wird durch den Durchmesser d_f (Querschnitts $A_f = \pi d_f^2 / 4$) und die Länge L_f charakterisiert. Das Fasersystem wird mit dem polyedrischen Zellsystem überlagert, und jede Kontaktfläche (Facette) wird mit den sie schneidenden Fasern gepaart. Auf Facettenebene wird die Matrix-Faser-Wechselwirkung durch die Brückenkräfte beschrieben, die von den die Facette kreuzenden Fasern getragen werden und bei Beginn der Rissöffnung aktiviert werden. In dieser Konfiguration lassen Gleichgewichtsüberlegungen die Annahme einer parallelen Kopplung zwischen den Fasern und der umgebenden Betonmatrix zu. Die mechanische Wechselwirkung zwischen den Fasern und der umgebenden Matrix und somit auch der Einfluss von Faserform sowie lokale Mechanismen findet auf einem Maßstab statt, der kleiner ist als der typische Modellierungsmaßstab von LDPM liegt und von der Größe der groben Zuschlagstoffe in der Mischung bestimmt wird. Aus diesem Grund wird die Mikromechanik, die eine solche Wechselwirkung bestimmt, in LDPM nicht explizit simuliert. Die mikromechanischen Rissüberbrückungsmechanismen werden in das Modell innerhalb der Formulierung zur Berechnung der Überbrückungskraft implementiert, wie von Schaufert und Cusatis [2] ausführlich beschrieben und decken lokales Verbundversagen, sowie lokale Abplatzungen ab.

Multi-Physik Erweiterung von LDPM-F

Im Multiphysics-Lattice Discrete Particle Model (M-LDPM) wird die numerische Architektur des LDPM als Grundlage für die diskrete Formulierung des Hygro-Thermo-Chemical (HTC)-Modells verwendet, das von Di Luzio und Cusatis [5] vorgestellt wurde, um die Transportphänomene von Feuchtigkeit und Wärme zusammen mit Zementhydratation zu modellieren. Die diskrete Implementierung des HTC-Modells erfolgt durch die Definition eines diskreten Transportnetzwerkes (Flow Lattice Elements, FLEs), die zwischen den Knoten des bestehenden LDPM-Netzes verankert sind (Abb. 2). Dieser Ansatz ermöglicht eine einfache Kopplung zwischen mechanischen und den Transport-Problemen. FLE simuliert einen Kanal, der Feuchtigkeits- und Wärmeflüsse zwischen zwei benachbarten Tetraedern abbildet. Wie in Abb. 2 dargestellt, verbindet es zwei Punkte innerhalb zweier benachbarter Tetraeder. Die Umgebungsbedingungen werden über eine spezielle externe Schicht aus Oberflächenelementen beschrieben. Die LDPM-HTC-Kopplung basiert auf der Implementierung eines 10-stufigen Algorithmus, der von Cibelli et al. [6] ausführlich vorgestellt wurde.

Numerische mechanische Analysen werden in der Regel in Zeitskalen von Mikro- oder Nanosekunden durchgeführt. Diffusionsanalysen (z. B. Aushärtung, Alterung) beziehen sich hingegen typischerweise auf deutlich größere Zeitskalen (d. h. Tage, Monate oder Jahre). Für hygro-thermo-chemo-mechanische Modelle wie M-LDPM ist es unmöglich, denselben Zeitschritt für mechanische und Diffusionsprobleme zu verwenden. In M-LDPM wird dieses Problem durch eine Zeitkarte gelöst, die die Zeitskala der HTC-Analyse und jene der mechanischen Analyse in Verbindung bringt. In jedem Rechenschritt findet hierzu ein Informationsaustausch statt, indem die mechanischen Eigenschaften an aktuelle Temperatur, Feuchte und Aushärtegrad angepasst werden und umgekehrt die Transporteigenschaften an den Schädigungsgrad und die bestehende Rissbildung angepasst werden.

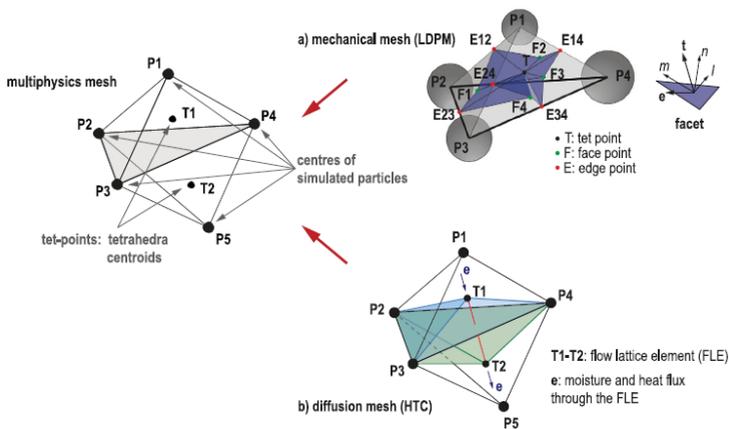


Abb. 2: Beziehung zwischen mechanischen und Diffusionsnetzen

Beispiel 1 – Faserverstärkte Betonplatte

In [7] verwendeten die Autoren LDPM-F zur Simulation Tests an faserverstärkten Rundplatten aus Spritzbeton, die mit zwei verschiedenen Mischungen hergestellt wurden, darunter eine mit Polymer- und eine mit Stahlfasern. Das kalibrierte Modell hat sich als fähig erwiesen, die durch die Durchbiegung verursachten Rissbilder in den Rundplatten korrekt vorher-

zusagen (Abb. 3). Abb. 3 (a) zeigt den anfänglichen Riss, der an der äußeren Kontaktfläche zwischen der Belastungsplatte und der Probe entsteht. Mit zunehmender Durchbiegung bildet sich in der Mitte ein Riss, der sich in drei verschiedenen Richtungen, jeweils etwa 120° voneinander entfernt, zum Rand der Probe ausbreitet. Die Breite des Risses nimmt mit zunehmender Durchbiegung in der Mitte zu, wie in Abb. 3(b,c) dargestellt. Dies führt aufgrund der rissüberbrückenden Wirkung der Fasern zu einer Erhöhung der Gesamtzähigkeit der Probe. Darüber hinaus veranschaulicht Abb. 3(c,d) die Fähigkeit von LDPM-F, das endgültige experimentelle Rissbild numerisch vorherzusagen.

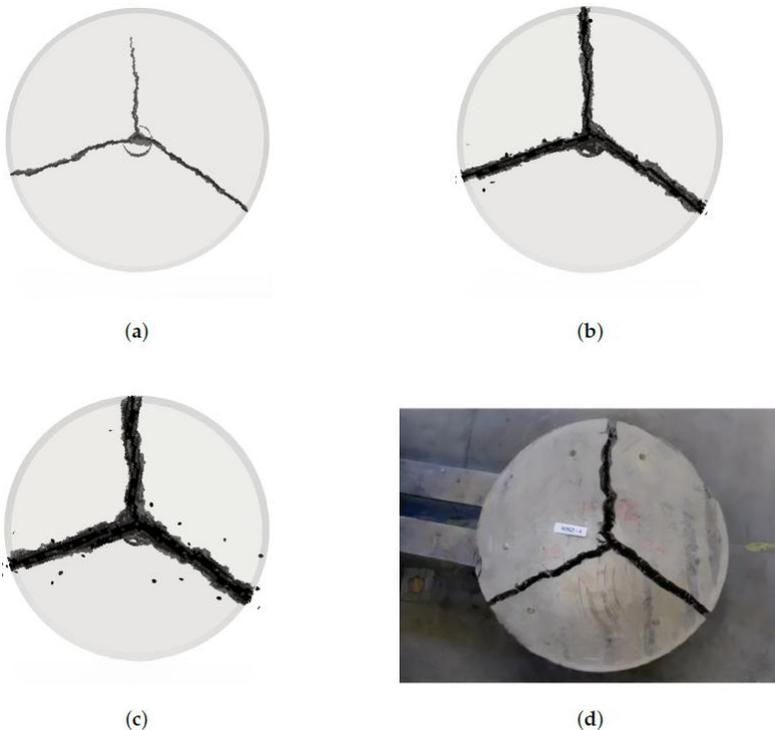


Abb. 3: Vergleich zwischen numerischer und experimenteller Rissbildung auf der Unterseite einer runden Platte. (a) Anfängliche Rissbildung. (b) Zunahme der Rissbreite. (c) Endgültiges Rissbild. (d) Experimentelles [8].

Beispiel 2 – Vorhersage von Kriech- und Temperatureffekten

In [9,10] simulierten die Autoren die Auswirkungen von Temperatur und Dauerbelastungen auf das Verhalten von FRC mittels LDPM-F.

Del Prete et al. [9] erweiterten LDPM-F, um die Fähigkeit Kriechverformungen von Beton und Fasern berücksichtigen zu können und somit das Langzeitverhalten von gerissenen FRC-Elementen mit Polymerfasern zu simulieren. Das Modell wurde anhand von Daten aus experimentellen Tests mit zwei MSFRCs mit entweder 8 kg/m^3 oder 10 kg/m^3 an Fasern kalibriert und validiert.

In der numerischen Simulation wird der Kriechversuch über 300 Tage reproduziert. Um die Auswirkung der Faserverteilung zu bewerten, werden zehn verschiedene zufällige Anordnungen untersucht. Die Ergebnisse der Simulationen sind in Abb. 4 als schwarz gestrichelte Linien dargestellt, verglichen mit den roten Kurven, die sich auf das experimentelle Verhalten von zwei Zylindern beziehen. Alle Kurven aus den Simulationen liegen innerhalb des durch die experimentellen Ergebnisse definierten Bereichs. Neben jeder Kurve ist die Anzahl der Fasern angegeben. Abb. 4 verdeutlicht die hohe Empfindlichkeit der Langzeitverformungen gegenüber der Faserverteilung. Darüber hinaus deutet die Abbildung darauf hin, dass trotz der begrenzten experimentellen Daten eine gute Übereinstimmung zwischen numerischen und experimentellen Daten besteht.

Nachdem Mishra et al. [10] das Modell auf der Grundlage der experimentellen Daten bei Raumtemperatur ($20 \text{ }^\circ\text{C}$) für einen weiteren Beton kalibriert hatten, wurden die Temperatureinflüsse auf die MSFRC-Bestandteile, Fasern und Beton innerhalb der LDPM-F-Formulierung auf der Grundlage von Literaturdaten und verfügbaren Modellen eingeführt. Die resultierenden reinen Vorhersagen von Dreipunktbiegeversuchen mit MSFRC bei verschiedenen Temperaturen ($-30 \text{ }^\circ\text{C}$, $-15 \text{ }^\circ\text{C}$, $0 \text{ }^\circ\text{C}$, $40 \text{ }^\circ\text{C}$ und $60 \text{ }^\circ\text{C}$) zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Simulationen und Tests (Abb.5).

Modellierung von (Stahlfaser)Beton mit einem mesoskalen Ansatz – aktuelle Entwicklungen und Potentiale für die Anwendung

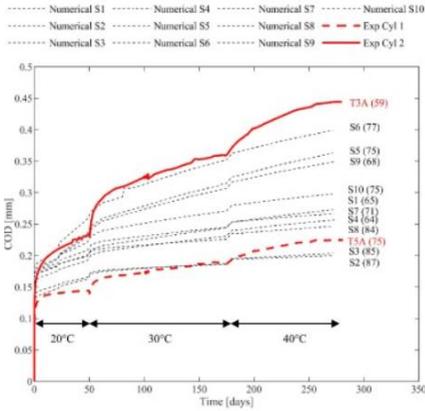


Abb. 4: Experimentelle einachsige Zugkriechversuche, simuliert mit viskoelastischem Faserverhalten.

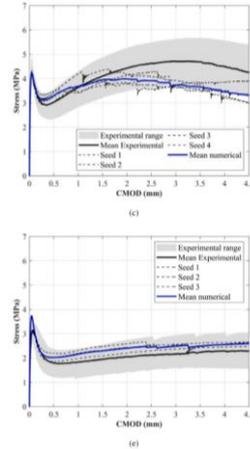


Abb. 5: MSFRC-TPB-Tests bei (c) 0 °C; (e) 60 °C

Beispiel 3 – Faserausrichtung und Verteilung

Es ist bekannt, dass die Betonflussrichtung, Wandwirkungen und Interferenzen mit Bewehrungen eine verzerrte Ausrichtung und Verteilung der Fasern verursachen können. Die resultierende Faserdispersion und -ausrichtung hängt von verschiedenen Faktoren ab, wie z. B. Rheologie, Mischungsdesign, Betoniermethode und -richtung, Bewehrungsanordnung, etc. die verwendet werden [19-21]. Unabhängig davon, ob diese Faserausrichtung ungewollt oder gezielt eingeführt wird, erlaubt der mesoskalen Modellierungsansatz LDPM-F dessen Berücksichtigung, ohne hier die Materialkalibrierung anpassen zu müssen, indem einfach die Verteilung der Faserorientierung im Modell manipuliert wird. Hierzu kann die Wahrscheinlichkeit einer Richtungspräferenz im Raum über die drei Halbmesser einer Ellipse und deren Rotation gegen das globale Koordinatensystem beschrieben werden. Eine Verteilung ohne Präferenz entspricht hierbei einer Kugel, eine Präferenz gemäß einer Fließrichtung einer gestreckten Ellipse, und eine wandparallele Präferenz, wie bei Spritzbeton erwartet, durch einen Diskus, siehe Abb. 6.

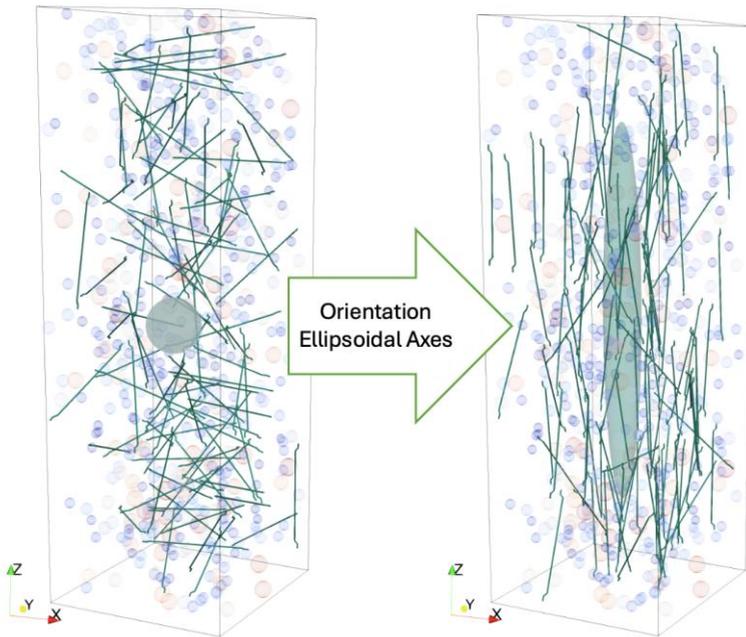


Abb. 6: Methode der Orientierung ellipsoider Achsen zur Modellierung einer verzerrten Faserorientierung

Ausblick: Explizite Faser-Matrix Kopplung

Methoden, die den Einfluss von Fasern auf Beton [11,12] und einen verteilten und teilweise expliziten Ansatz verwenden [13-17], haben sich als wirksame Strategien für die Modellierung von faserverstärktem Beton erwiesen. Dennoch basieren diese Methoden auf der indirekten Kalibrierung des Faserverhaltens, anstatt dieses aus der Wechselwirkung zwischen Faser und Matrix vorherzusagen. Die explizite Modellierung einzelner Fasern unter Verwendung herkömmlicher netzkonformer Modelle kann rechnerisch aufwendig sein und aufgrund des komplexen nichtlinearen Verhaltens der Faser, des Kontaktalgorithmus und der Mörtelmatrix zu Instabilitätsproblemen führen. Das neuartige „Slideline“-Modell ist ein innovatives

dreiseitiges Kontaktmodell, das es ermöglicht, das Verhalten von eingebetteten Fasern ohne übermäßig kleine Elementabmessungen zu verallgemeinern und dabei die Geometrie der Faser, die Nichtlinearität oder den Bruch des Fasermaterials, das Adhäsions- und Reibungskontaktverhalten sowie die Matrixspallation und -rissbildung zu berücksichtigen (Abb. 7).

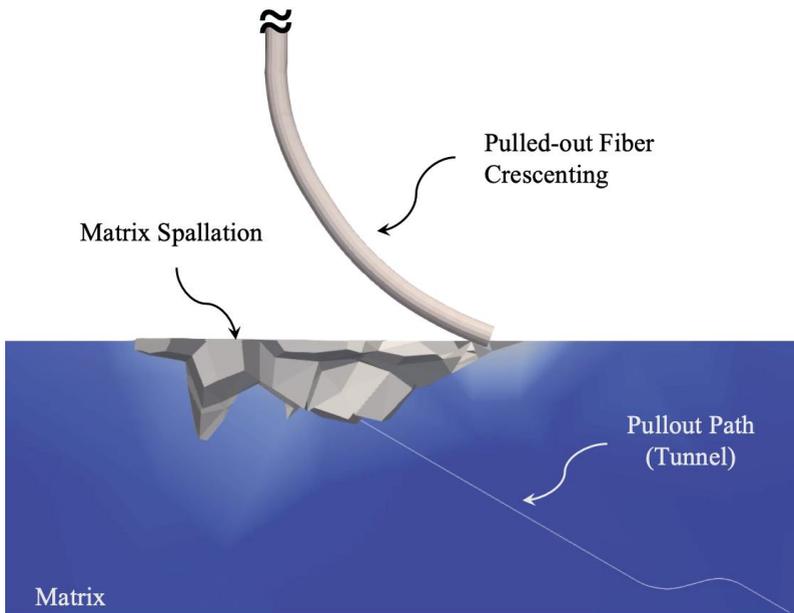


Abb. 7: Ein Beispiel für einen schrägen Auszug unter Verwendung des Slideline-Modells mit nichtlinearem Verhalten der Faser (restplastische Verformungen in Form von „Crescenting“) und diskontinuierlicher Beschädigung der Matrix (in Form von Abplatzungen).

Fazit

Die Modellierung von Faserverstärkten Betonen für Strukturanwendungen kann mit einer Vielzahl von Modellen zielführende Ergebnisse liefern. Die Vorhersage des Einflusses von Faserdosierung, Fasermaterial, Fasergeometrie oder Faserorientierung hingegen bringt bestehende Kontinuumsmodelle schnell an deren Grenzen. Meso-skalen Ansätze erlauben es hier nach Kalibrierung des reinen Betons und des Einzelfaserverhalten zieltreffende Vorhersagen zu machen und können daher vor allem im Forschungsbereich und der Entwicklung neuer Anwendungsfelder ihr Potential entfalten. Darüber hinaus, erlauben nur meso-skalen Modelle die (teilweise) Erfassung der natürlichen Streuung von Versuchsergebnissen.

Literatur

- [1] Cusatis, G., Pelessone, D., & Mencarelli, A. (2011). Lattice Discrete Particle Model (LDPM) for Failure Behavior of Concrete. I: Theory. *Cement and Concrete Composites*, 33(9), 881–890.
- [2] Schauffert, E. A., & Cusatis, G. (2012). Lattice Discrete Particle Model for Fiber Reinforced Concrete. I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 138(7), 826–833.
- [3] Alnagar, M., Cusatis, G., & Di Luzio, G. (2013). Lattice Discrete Particle Modeling (LDPM) of Reinforced Concrete and Fiber Reinforced Concrete Structures. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(10), 1437–1459.
- [4] Rezakhani, R., & Cusatis, G. (2017). Lattice Discrete Particle Modeling of Fiber Reinforced Concrete: I. Theory. *Cement and Concrete Composites*, 83, 307–319.
- [5] Di Luzio, G., & Cusatis, G. (2009). Hygro-thermo-chemical modeling of high performance concrete. I: Theory. *Cement and Concrete composites*, 31(5), 301-308.
- [6] Cibelli, A., Ferrara, L., & Di Luzio, G. (2024). A combined numerical and experimental study on the mechanical aging of high slag content High Performance Concrete. *Journal of Building Engineering*, 98, 111294.
- [7] Poudel, S., Cibelli, A., Del Prete, C., Wan-Wendner, R., Mazzotti, C., & Buratti, N. (2025). Insights on Lattice Discrete Particle Model Calibration and Validation Procedure to Simulate Polypropylene and Steel Fibre-Reinforced Concrete. *Fibers*, 13(2), 16.

- [8] Buratti, N.; Incerti, A.; Tilocca, A.; Mazzotti, C.; Paparella, M.; Draconte, M. Energy absorption tests on fibre-reinforced-shotcrete round and square panels. In *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art*; CRC Press: Boca Raton, FL, USA, 2019; pp. 1842–1851.
- [9] Del Prete, C., Boumakis, I., Wan-Wendner, R., Vorel, J., Buratti, N., & Mazzotti, C. (2021). A lattice discrete particle model to simulate the viscoelastic behaviour of macro-synthetic fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 295, 123630.
- [10] Mishra, S., Wan-Wendner, R., Del Prete, C., Mazzotti, C., & Buratti, N. (2024). Numerical study on the behavior of polypropylene fiber reinforced concrete subjected to moderate temperature variations using LDPM theory. *Construction and Building Materials*, 417, 1-16.
- [11] Mehrpay, Saeid und Ueda, Tamon: Simulation of steel fibre reinforced concrete using RBCS discrete model, *Construction and Building Materials*, 10.1.2021, Vol. 266, p. 120889, DOI 10.1016/j.conbuildmat.2020.120889
- [12] Yin, Xing; Li, Qinghua; Chen, Bokun und Xu, Shilang: An improved calibration of Karagozian & Case concrete/cementitious model for strain-hardening fibre-reinforced cementitious composites under explosion and penetration loadings, *Cement and Concrete Composites*, 1.3.2023, Vol. 137, p. 104911, DOI 10.1016/j.cemconcomp.2022.104911
- [13] Bolander, J. E. und Saito, S.: Discrete modeling of short-fiber reinforcement in cementitious composites, *Advanced Cement Based Materials*, 1997, Vol. 6, no. 6, p. 76–86
- [14] Schauffert, Edward A. und Cusatis, Gianluca: Lattice Discrete Particle Model for Fiber-Reinforced Concrete. I: Theory, *Journal of Engineering Mechanics*, 7.2012, Vol. 138, no. 7, p. 826–833, DOI 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000387
- [15] Ogura, Hiroki; Kunieda, Minoru; Ueda, Naoshi und Nakamura, Hikaru: Meso-scale Modeling for fiber reinforced concrete under mixed mode fracture, In: *FraMCoS-8 Toledo (Spain), 2013 Proceedings*. Spain, 2013
- [16] Pan, Yaming; Kang, Jingu; Ichimaru, Sonoko und Bolander, John E.: Multi-Field Models of Fiber Reinforced Concrete for Structural Applications, *Applied Sciences*, 1.2021, Vol. 11, no. 1, p. 184, DOI 10.3390/app11010184
- [17] Poudel, Sushant; Cibelli, Antonio; Del Prete, Clementina; Wan-Wendner, Roman; Mazzotti, Claudio und Buratti, Nicola: Insights on Lattice

- Discrete Particle Model Calibration and Validation Procedure to Simulate Polypropylene and Steel Fibre-Reinforced Concrete, *Fibers*, 2025, Vol. 13, no. 2, p. 16, DOI 10.3390/fib13020016
- [18] Mehrpay, S und Jalali, R S: Strain rate effect on the mesoscopic modeling of high-strength steel fiber reinforced concrete, *Scientia Iranica*, 2017, Vol. 24, no. 2, p. 512–525, DOI <https://dx.doi.org/10.24200/sci.2017.2414>
- [19] Orbe, A.; Cuadrado, J.; Losada, R. und Rojí, E.: Framework for the design and analysis of steel fiber reinforced self-compacting concrete structures, *Construction and Building Materials*, 1.10.2012, Vol. 35, p. 676–686, DOI 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.135
- [20] Abedi, Mohammad; Rojas, Guillem; Domingo, Magí; Martius-Hammer, Tor Arne; Kanstad, Terje und Ji, Guomin: Steel fiber distribution and orientation in full-scale walls cast from FRC with various consistencies and casting procedures: evaluation by the inductive method, *Materials and Structures*, 3.3.2025, Vol. 58, no. 3, p. 81, DOI 10.1617/s11527-025-02608-x
- [21] Medeghini, Filippo; Tiberti, Giuseppe; Guhathakurta, Jajnabalkya; Simon, Sven; Plizzari, Giovanni A. und Mark, Peter: Fiber orientation and orientation factors in steel fiber-reinforced concrete beams with hybrid fibers: A critical review, *Structural Concrete*, 2025, Vol. 26, no. 1, p. 481–500, DOI 10.1002/suco.202400461



CO₂-Emissionen über den Lebenszyklus reduzieren mit dem rostfreien Betonstahl Top12



CO₂ und Kosten
im Lebenszyklus
reduzieren



Mit 100 %
regenerativem
Strom erschmolzen



Ressourcen-
schonend durch
78 % Stahlschrott



CO₂-reduzierte Betone im Ingenieurbau – aktuelle Entwicklungen, Potentiale und Grenzen für die Anwendung

<https://doi.org/10.14459/mbs29.07>

Tobias Schack, Michael Haist



Dr.-Ing. Tobias Schack

2007-2010 Ausbildung zum Baustoffprüfer
2010-15 Studium Bau- und
Umweltingenieurwesen sowie Konstruktiver
Ingenieurbau, Leibniz Universität Hannover
2022 Promotion am Institut für Baustoffe der
Leibniz Universität Hannover
seit 07/2025 Geschäftsführender Gesellschafter
Haist Schack Strybny Betoningenieure GmbH
seit 10/2025 Postdoktorand am Institut für
Werkstoffe im Bauwesen an der Universität
Stuttgart



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Michael Haist

2009-2018 Oberingenieur am Institut für
Massivbau und Baustofftechnologie des
Karlsruher Instituts für Technologie
2016-2017 Visiting Scientist am Concrete
Sustainability HUB des Massachusetts Institute
of Technology (MIT), Cambridge, USA
2019-2025 Universitätsprofessor (W3) an Institut
für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover
seit 10/2025 Universitätsprofessor (W3) am
Institut für Werkstoffe im Bauwesen,
Universität Stuttgart

Aufgrund der hohen Treibhausgasemissionen, die bei der Herstellung entstehen, als auch aufgrund des Verbrauchs an natürlichen Ressourcen, spielt die Zement- und Betonindustrie eine entscheidende Rolle bei der Realisierung der weltweiten Klimaschutzziele. Vielfältige Ansätze und Möglichkeiten sind bereits vorhanden, die Umweltwirkungen und den Ressourcenverbrauch bei der Errichtung von Betonbauwerken signifikant zu reduzieren. Dabei sind die Wege enorm vielfältig. In diesem Beitrag werden betontechnologische Möglichkeiten und Potenziale zur Reduktion der CO₂-Emissionen bei der Betonherstellung aufgezeigt.

Due to the high greenhouse gas emissions generated during production and the consumption of natural resources, the cement and concrete industry plays a crucial role in achieving global climate protection goals. A wide range of approaches already exist for significantly reducing the environmental impact and resource consumption associated with the construction of concrete structures. The possibilities are enormously diverse. This article highlights the possibilities and potential offered by concrete technology for reducing CO₂ emissions in concrete production.

Einleitung

Beton ist ein primärer Baustoff im Infrastrukturbau, der in großen Mengen für den Bau von Brücken, Tunneln, Fahrbahnen oder Schleusen verwendet wird. Aufgrund der resultierenden Treibhausgasemissionen (THG-Emissionen), als auch aufgrund des Verbrauchs an natürlichen Ressourcen, spielt die Zement- und Betonindustrie bei der Realisierung der weltweiten Klima- und Umweltschutzziele eine entscheidende Rolle [1, 2]. Dabei befindet sich der Betonbau und insbesondere die Betontechnologie in einem enormen Wandel und unterliegt zahlreichen raschen Veränderungen. An Betonbauwerke werden neben Anforderungen an die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit auch zunehmend Anforderungen an eine optimierte Nachhaltigkeit gerichtet. In Konsequenz sind Veränderungen sowohl in den zur Betonherstellung verwendeten Betonausgangsstoffen als auch in den volumetrischen bzw. gravimetrischen Anteilen der Betonzusammensetzung zu beobachten. Eine zentrale Frage ist dabei, wie die bei der Herstellung, Verwendung und dem Recycling von Beton einhergehenden THG-Emissionen reduziert werden können, ohne dabei gleichzeitig die zentralen Vorteile der Betonbauweise, wie bspw. die hohe Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit, gepaart mit einer hohen Wirtschaftlichkeit, zu beeinträchtigen.

Hin zu einem klimaoptimierten und ressourceneffizienten Betonbau sind enorm vielfältige Wege denkbar und vielfältige Praxisbeispiele belegen, dass es bereits heute möglich ist, den ökologischen Fußabdruck der Betonbauweise substanziell zu senken. Die einzelnen Pfade unterscheiden sich jedoch stark in den dafür notwendigen technischen Maßnahmen, den normativen Voraussetzungen und nicht zuletzt in den erforderlichen Investitionen. Die verfügbaren Ansätze und Möglichkeiten lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- i. Entwicklung und Verwendung von Betonausgangsstoffen (idealerweise rezyklierter Stoffe) mit minimierten Emissionen pro Masse- bzw. Volumeneinheit;
- ii. Entwicklung und Verwendung von Betonen mit minimierten Emissionen pro m^3 Beton bei dennoch hoher Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit;
- iii. Optimierung von Prozessen (z. B. Verfahrenstechnik) bei der Betonherstellung oder bei der Logistik z. B. durch den Einsatz von digitalen Methoden (Industrie-4.0-Methoden; Beton 4.0);

- iv. Reduktion der verwendeten Betonmenge durch Optimierung der Bauteile bzw. des Tragwerks und ggf. Einsatz neuartiger Bewehrungssysteme wie z. B. Carbonbewehrungen;

Die zuvor genannten Ansätze i. – iv. sollten zur Erzielung einer möglichst großen Wirkung möglichst ganzheitlich betrachtet und somit kombiniert werden. Von zentraler Bedeutung ist hierbei, die Nachhaltigkeit und die ökologischen Wirkungen eines Bauwerks bereits in der Planungsphase explizit zu betrachten und in Form von Soll-Anforderungen z. B. auf alle mit dem Bauprozess verbundenen Gewerke herunterzubrechen. Einen umfassenden Überblick über die oben genannten Ansätze zur Nachhaltigkeitsoptimierung gibt [3], wo zusätzlich ein Vorschlag für die Einführung eines neuen Grenzzustands der Bemessung, nämlich des Grenzzustands der Klimaverträglichkeit (engl. Climate Limit State, CLS), vorgestellt wird [3, 4].

Betontechnologische Entwicklungen und Potenziale

Betontechnologische Möglichkeiten zur Reduktion der CO₂-Emissionen bei der Betonherstellung bestehen zum einen in der Entwicklung und Verwendung von Ausgangsstoffen mit minimierten Emissionen pro Masse- bzw. Volumeneinheit als auch darauf aufbauend in der Entwicklung und Verwendung von Betonen mit reduziertem Anteil an emissionsintensiven Ausgangsstoffen (z. B. Reduktion des Anteils von Portlandzement) und dementsprechend mit minimierten Emissionen pro m³ Beton. Abb. 1 gibt einen Überblick über Ansätze zur Reduktion der spezifischen Umweltwirkungen von Beton. Ansatz 1 kann heute als Standard angesehen werden, ist jedoch in seiner Wirkreichweite durch die begrenzte Verfügbarkeit geeigneter Zusatzstoffe beschränkt. Vor diesem Hintergrund haben sich sog. Klinkereffiziente Zemente (Ansatz 2) als leistungsfähiges Werkzeug zur ökologischen Optimierung erwiesen. Ansatz 3 – bei dem der Anteil reaktiver Bindemittel stark reduziert wird – stellt einen Sonderfall von Ansatz 2 für Regionen mit sehr eingeschränkter Verfügbarkeit von Zusatzstoffen dar und basiert auf der Verwendung großer Mengen an Gesteinsmehlen sowie granulometrisch optimierter Zemente. Ansatz 4 betrachtet zusätzlich den Einsatz rezyklierter Ausgangsstoffe sowie den Einsatz neuartiger Zemente.

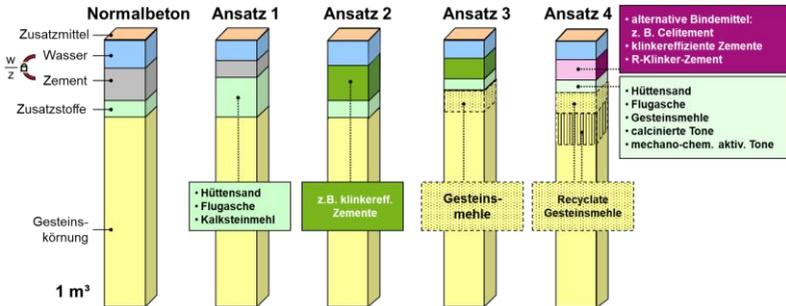


Abb. 1: Schematische Darstellung der verschiedenen, in Deutschland gebräuchlichen Ansätze zur Reduktion der spezifischen Umweltwirkungen von Beton [3]

Zur Herstellung möglichst emissionsarmer Betone werden in der Praxis bereits seit Jahrzehnten Zementersatzstoffe (engl. Supplementary Cementitious Materials, SCMs) wie z. B. Hüttensand (ein Nebenprodukt der Stahlherstellung), Flugasche (ein Abfallprodukt bei der Verbrennung von Steinkohle) oder Kalksteinmehl (gemahlener Kalkstein) eingesetzt [5, 6]. Zum einen bietet die Zementindustrie bereits Zemente an, bei denen direkt im Zement, der bereits erwähnte (hoch CO_2 -intensive) Portlandzementklinker durch derartige Zusatzstoffe ausgetauscht wurde. Zum anderen werden die genannten Stoffe auch direkt bei der Betonherstellung eingesetzt. Da derartige SCMs i. d. R. Nebenprodukte bzw. Abfallstoffe aus anderen industriellen Prozessen sind, ist die Weiterverwendung dieser Materialien mit großen ökologischen Vorteilen verbunden. Auch wirken sich insbesondere Hüttensand und Flugasche durch ihre jeweilige chemische Reaktivität positiv auf die Betoneigenschaften und hier besonders die Dauerhaftigkeit damit hergestellter Betone aus. Grundsätzlich muss jedoch beachtet werden, dass ein Kilogramm Hüttensand oder Flugasche i. d. R. nicht die gleiche Wirkung im Beton erzielen wie entsprechend ein Kilogramm Portlandzementklinker. Entsprechend muss die Leistungsfähigkeit der einzelnen Stoffe detailliert bei der Zement- bzw. Betonentwicklung betrachtet werden. Eine Möglichkeit ggf. vorliegende Unterschiede in der chemischen Reaktivität zu kompensieren, stellt dabei die gezielte Mahlung der einzelnen Stoffe dar, da mit zunehmender Feinheit die Reaktivität der Stoffe – sofern diese überhaupt eine Reaktivität aufweisen – begünstigt wird.

Da die Verfügbarkeit reaktiver SCMs wie Hüttensand oder Flugasche mittelfristig rückläufig sein kann und alternative SCMs wie kalzinierte oder mechano-chemisch aktivierte Tone (noch) nicht ohne Weiteres verfügbar sind, ist die Zement- und Betonindustrie darauf angewiesen, die tatsächlich (großtechnisch) verfügbaren Stoffe sowohl ökologisch als auch technisch effizienter zu nutzen [7]. Als ein äußerst effektiver Ansatz hat sich hierbei die Kombination der genannten (reaktiven) Stoffe mit Kalksteinmehl erwiesen. Die aktuelle Entwicklung von Zementen geht hin zu sog. ternären oder auch quaternären Mischungen, bei denen Portlandzementklinker mit Hüttensand und/oder Flugasche und Kalksteinmehl gemischt wird [8-10]. Vielfältige Untersuchungen haben hierbei gezeigt, dass die Kombination mehrerer Ausgangsstoffe und Feinstoffe zu einer Verbesserung der technischen Eigenschaften so hergestellter Portlandkompositzemente führen kann, da die Reaktivität des Zementklinkers bzw. einzelner Ersatzstoffe durch eine geschickte granulometrische Abstimmung stark gesteigert wird [5, 10].

Eine Bewertung der ökologischen Leistungsfähigkeit anhand der Druckfestigkeit und der THG-Emissionen von Beton ist in der Literatur umfassend dokumentiert. Daminelli et al. [11] stellen sowohl die Bindemittelintensität (b_i) als auch die CO₂-Intensität (c_i) zur Bewertung der ökologischen Leistungsfähigkeit von Betonen vor. Die Bindemittelintensität (b_i) beschreibt die Gesamtmenge an reaktivem Bindemittel, die erforderlich ist, um 1 MPa Druckfestigkeit in 1 m³ Beton zu erreichen. Demgegenüber beschreibt die CO₂-Intensität (c_i) die THG-Emissionen, die erforderlich sind, um 1 MPa Druckfestigkeit in 1 m³ Beton zu erreichen. Systematische Untersuchungen zu klinkerreduzierten Betonen zeigen, dass der reaktive Bindemittelgehalt, der zur Erzielung einer Druckfestigkeit von 1 MPa erforderlich ist, unabhängig von der gewünschten Festigkeit auf Werte unter 5 kg/(m³MPa) reduziert werden kann [12].

Abb. 2 zeigt die Bindemittelintensität (links) sowie die CO₂-Intensität (rechts) als Funktion der Druckfestigkeit für Betone mit unterschiedlichen ternären klinkereffizienten Zementen. Die Bindemittelintensität dieser Betone nimmt vergleichbar mit den Daten aus [11] mit zunehmender Druckfestigkeit exponentiell ab. Dabei liegen die Daten der Betone mit klinkereffizienten Zementen jeweils am unteren Rand des Datensatzes aus [11]. In Abb. 2 (rechts) ist erkennbar, dass sich die Datensätze der Betone mit klinkereffizienten Zementen sehr gut den in [13] angegebenen durchschnittlichen c_i -Werten für unterschiedliche Szenarien einordnen. Ebenfalls deutlich zu erkennen ist die positive Wirkung von betontechnologischen

Maßnahmen auf die CO₂-Intensität, wie z. B. die Absenkung des w/z-Werts oder die Optimierung der Bindemittelgranulometrie.

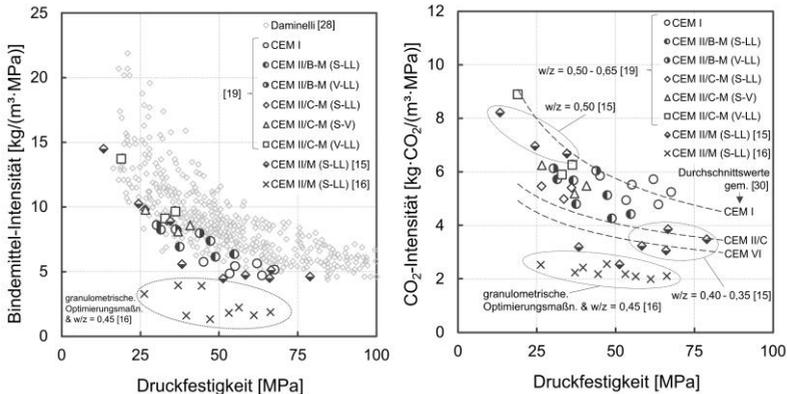


Abb. 2: Bindemittelintensität b_i als Funktion der Druckfestigkeit nach 28d (links) und CO₂-Intensität c_i als Funktion der Druckfestigkeit nach 28d (rechts) aller betrachteten Betonzusammensetzungen (Quellenangaben der in den Abbildungen dargestellten Werte siehe [9])

Fazit

Gegenwärtig liegen bereits vielfältige Ansätze und Möglichkeiten vor, die Umweltwirkungen und den Ressourcenverbrauch bei der Errichtung von Betonbauwerken signifikant zu reduzieren. Die Wege zum klimaoptimierten Betonbau sind dabei enorm vielfältig. Während einige Maßnahmen einfach und schnell realisiert werden können, erfordern andere Maßnahmen u.a. kostenintensive Umstellungen im Produktionsprozess oder umfangreiche Investitionen in neue technische Anlagen. Es zeigt sich, dass bereits diverse Ansätze auf der Bindemittelsebene als auch bei der Mischungsentwicklung vorliegen. In weiteren Schritten gilt es nun diese Potenziale in die großanlagentechnische Betonherstellung zu überführen und dort als Standard zu integrieren.

Literatur

- [1] Verein Deutscher Zementwerke, VDZ [Hrsg.] (2020) Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien. Düsseldorf.
- [2] Schack, T.; Deiters, M.; Neubaus, K.; Oberhoff, T.; Klemt-Albert, K.; Haist, M. (2023) Roadmap zur klimaoptimierten Transportbetonherstellung – Quantifizierte Betrachtung von Handlungsoptionen zur Steigerung der Nachhaltigkeit und Ressourceneffizienz. Beton- und Stahlbetonbau 118, H. 3, S. 148-166.
- [3] Haist, M.; Bergmeister, K.; Curbach, M.; Forman, P. et al. (2022) Nachhaltig konstruieren und bauen mit Beton in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] Beton-Kalender 2022. Berlin: Ernst & Sohn, S. 421–531.
- [4] Haist, M.; Bergmeister, K.; Curbach, M.; Deiters, M. V. et al. (2022) Climate limit state (CLS) for building structures – A possible companion of ULS, SLS and Durability limit states. Concrete innovation for sustainability: proceedings for the 6th fib International Congress 2022, Oslo, Norway. Lausanne: International Federation for Structural Concrete.
- [5] Lothenbach, B.; Scrivener, K.; Hooton, R.D. (2011) Supplementary cementitious materials. Cement and Concrete Research 41, No. 12, pp. 1244–1256.
- [6] Juenger, M. C. G.; Siddique, R. (2015) Recent advances in understanding in concrete. Cement and Concrete Research 78, pp. 71–80.
- [7] Verein Deutscher Zementwerke e. V. [Hrsg.] (2022) Ressourcen der Zukunft für Zement und Beton – Potenziale und Handlungsstrategien. Düsseldorf.
- [8] Palm, S.; Müller, C.; Proske, T.; Rezvani, M.; Graubner, C.-A. (2018) Concrete application of clinker-efficient cements. Advances in Cement Research 31, No. 5, pp. 225–234.
- [9] Schack, T.; Haist, M. (2025) Betone mit ternären klinkereffizienten Zementen – Review der mechanischen Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit unter Berücksichtigung der THG-Emissionen. Beton- und Stahlbetonbau 120, S. 2-11.
- [10] Schack, T.; Haist, M. (2024) Performance assessment of eco-efficient concrete with ternary blended cementitious materials considering the effect of binder component fineness. Case Studies in Construction Materials 20, e03154.

- [11] Daminelli, B. L.; Kemeid, F. M.; Aguiar, P. S.; John, V. M. (2010) Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cement and Concrete Composites* 32, pp. 555–562.
- [12] Haist, M.; Moffatt, J. S.; Breiner, R.; Müller, H. S. (2014) Entwicklungsprinzipien und technische Grenzen der Herstellungszementarmer Betone. *Beton- und Stahlbetonbau* 109, H. 3, S. 202–215.
- [13] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) [Hrsg.] (2021) Nachhaltig bauen mit Beton – Planungshilfe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb), Berlin.



Unser Leistungsspektrum:

- Tragwerksplanung aller Art
- Objektplanung von Ingenieurbauwerken
- Bauphysikalische Nachweise
- Vorbeugender Brandschutz
- Baulicher Brandschutz
- Sanierung und Instandsetzung
- Bauüberwachung SiGeKo
- Gutachten
- Baustatische Prüfungen durch Prüfengeure für Baustatik

Modulares, direkt befahrbares Längsträgersystem für den schnellen Ersatzneubau – dargestellt anhand von zwei Autobahnbrücken in Bayern

<https://doi.org/10.14459/mbs29.08>

Tobias Steigerwald



Tobias Steigerwald, Dipl.-Ing. (FH)

2004-08 Studium Bauingenieurwesen, HS
Regensburg, Abschluss Dipl.-Ing. (FH)

2008-18 Projektengineur und Projektleiter für
Planungsprojekte im Ingenieurbüro

2019-22 Planungs Koordinator ZTV-Ing. bei Max
Bögl

2022-24 Abteilungsleiter Planungs Koordinatoren
bei Max Bögl

seit Juni 2024 Zentralbereichsleiter Planung
Infrastruktur bei Max Bögl

Modulares, direkt befahrbares Längsträgersystem für den schnellen Ersatzneubau – dargestellt anhand von zwei Autobahnbrücken in Bayern

Modulare, direkt befahrbare Betonmodule verlagern einen großen Anteil der Wertschöpfung in die Baufabrik und verkürzen die Bauzeit vor Ort signifikant. Am Beispiel der Brücken im Zuge der BAB A9 – Lentinger Bach und A8 – Rohrdorf (BW 98) werden Konzept, Fertigung/Montage und normative Herausforderungen der Modularen A-Bauwerke (modulares Längsträgersystem) erläutert und gegenüber Modularen Ü-Bauwerken (zusammengespannte Fertigteilplatten auf Längstragsystem) eingeordnet und gegenüber konventioneller Bauweise abgegrenzt. Beide Modulsysteme sind abdichtungsfrei und direkt befahrbar. Kernthema des Beitrags sind die Modularen A-Bauwerke.

Modular, directly drivable concrete deck solutions shift much of the value creation to the factory and significantly reduce on-site time. Using the A9 “Lentinger Bach” and A8 “Rohrdorf (BW 98)” projects, this paper discusses the concept, fabrication/assembly and code-related challenges of Modular A-structures (modular longitudinal girder system), and positions them relative to Modular Ü-structures (precast slabs on longitudinal girder system) and distinguished from conventional construction methods. Both modular systems operate without waterproofing or asphalt course. The focus is on Modular A-structures.

Einleitung

Die Bestandslage deutscher Brücken erfordert schnelle Ersatzneubauten. Viele Bauwerke sind überaltert, weisen gravierende Schäden auf und können, wenn überhaupt, nur mit hohem Aufwand instandgesetzt werden. Klassische Bauweisen mit Ortbeton, Abdichtung und Belag stoßen hier an ihre Grenzen: lange Sperrzeiten, hohe Verkehrsbeeinträchtigungen und steigende Kosten.

Modulare Fertigteilbauweisen bieten eine Lösung, indem sie den Herstellungsprozess weitgehend in die Baufabrik verlagern und die Montage auf wenige, klar definierte Schritte reduzieren. Die bauaufsichtliche Zulassung für direkt befahrbare Fahrbahnplatten – sowohl für Modulare A-Bauwerke als auch für Modulare Ü-Bauwerke – unterstreicht die Marktreife dieser Systeme und die regulatorische Akzeptanz.

Dieser Beitrag stellt das direkt befahrbare modulare Längsträgersystem (Modulare A-Bauwerke) vor und illustriert die Vorteile anhand der Projekte BAB A9 „Lentinger Bach“ und A8 „Rohrdorf (BW 98)“.

Systembeschreibung und Einordnung

Modulare A-Bauwerke bestehen aus Fahrbahnplatten, die in Brückenlängsrichtung von Auflager zu Auflager spannen. Die Oberfläche der Module kann direkt befahren werden, sodass Abdichtung und Asphalt entfallen. Gelenkige Lagerdetails (Betongelenk) sorgen für eine zwängungsarme und wartungsfreie Verbindung zwischen Überbau und Widerlager bzw. Auflagerbalken.

Die Oberflächenqualität wird werkseitig hergestellt, inklusive Quergefälle und Entwässerung. Fugenabdichtungen aus dem Tunnelbau schützen die Vergussbereiche dauerhaft. Die Konstruktion ist für Spannweiten bis etwa 15 m optimiert und eignet sich besonders für kompakte Überführungen.

Modulares, direkt befahrbares Längsträgersystem für den schnellen Ersatzneubau – dargestellt anhand von zwei Autobahnbrücken in Bayern

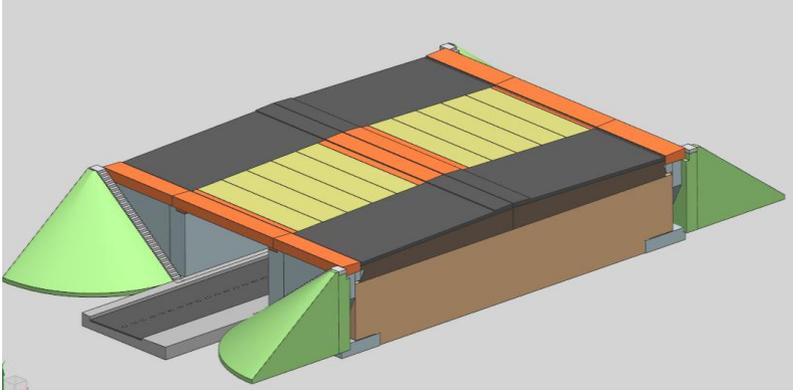


Abb. 1: 3D-Modell schematisch, A-Bauwerk. Quelle: Firmengruppe Max Bögl

Im Gegensatz dazu nutzen Modulare Ü-Bauwerke ein Längstragsystem (z. B. unterliegende Stahlträger oder obenliegendes Fachwerk), auf dem quer gerichtete Fertigteilplatten zu einem monolithischen Fahrbahndeck gespannt werden. Dieses System erlaubt Brückenlängen bis 64 m und ermöglicht durch das Entspannen der internen verbundlosen Vorspannung sogar den Austausch aller oder einzelner Modulplatten. Beide Systeme sind abdichtungsfrei und direkt befahrbar, unterscheiden sich jedoch in Tragprinzip, Montage und Nachweisführung.

Normative Herausforderungen

Die Integration innovativer Fertigteilbauweisen in bestehende Regelwerke ist anspruchsvoll. Für zusammengespannte Fertigteilplatten liegt eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung vor, welche die Anwendung des modularen Ü-Bauwerks regelt. Für Modulare A-Bauwerke gelten ähnliche Anforderungen, insbesondere im Hinblick auf den Einsatz von selbstverdichtenden, hochfesten Beton.



Abb. 2: Modulplatten im Werk Sengenthal. Quelle: Firmengruppe Max Bögl

Aktuelle Herausforderungen:

- Maschinell geschweißte Bewehrung: Ermüdungsnachweise an Schweißstellen ohne Nachweismöglichkeit, da keine Bemessungsgrundlage (Wöhlerlinie, Kerbfall) vorhanden und durch die ZTV-Ing. generell ausgeschlossen.
- SVB: nur über Merkblätter geregelt, keine Normgleichstellung
- Hochfeste Betone: zusätzliche Prüfungen und konservative Bemessungsannahmen
- Mindestbewehrung und Verbundeigenschaften: keine Differenzierung zwischen Ortbeton und Fertigteil
- r -Wert $< 0,3$: wirtschaftlich kaum darstellbar

Die Weiterentwicklung von ZTV-ING und ARS ist erforderlich, um die Besonderheiten direkt befahrbarer Fertigteilssysteme abzubilden.

Fertigung, Qualitätssicherung und Montage

Die Fertigung erfolgt in einer kontrollierten Werksumgebung. Schalungen bilden Geometrie, Quergefälle und Entwässerung exakt ab. Die Bewehrung wird teilautomatisiert vorgefertigt und lagegenau eingebaut.

Modulares, direkt befahrbares Längsträgersystem für den schnellen Ersatzneubau – dargestellt anhand von zwei Autobahnbrücken in Bayern

Die Betonage mit SVB erfolgt unter strenger Überwachung der Frischbetoneigenschaften. Temperaturmessungen im Bauteilkern und an der Oberfläche sichern die Nachbehandlung. Nach dem Ausschalen werden Ebenheit, Maßhaltigkeit und Fugenbereiche geprüft.

Die Montage auf der Baustelle ist taktgenau geplant: Einheben der Module mit Mobilkränen, Ausrichten, Aufbringen und Halten der Fugenüberdrückung, Verguss der Fugen. Dank der werkseitigen Oberflächenqualität entfallen Nacharbeiten i.d.R. gänzlich. Anschließend kann der Anschluss des Fahrbahnbelags an den Überbau erfolgen. Vor der Verkehrsfreigabe wird durch sogenanntes „Grinden“ auch die letzte Unebenheit der Module untereinander als auch am Übergang zum Asphalt egalisiert.

Im Vergleich zu einem klassischen Ortbeton-Rahmenbauwerk entfallen bei Modularen A-Bauwerken die zeitintensiven und witterungsabhängigen Schalungs-, Bewehrungs- und Betonagearbeiten am Überbau. Die Herstellung erfolgt überwiegend im Werk unter kontrollierten Bedingungen, wodurch Qualität und Maßhaltigkeit deutlich steigen. Die modulare Bauweise reduziert die Anzahl risikoreicher Arbeitsschritte im Verkehrsraum und ermöglicht kurze Sperrpausen, da die Montage der vorgefertigten Module in wenigen Tagen abgeschlossen werden kann.

Praxisbeispiele A-Bauwerke

BAB A9 – Lentinger Bach

Die modulare Bauweise mit mehreren Fahrbahnplatten je Teilbauwerk und einer Stützweite von rund 13 m ermöglichte eine deutlich verkürzte Bauzeit: Für den Überbau im Regelbetrieb wurden lediglich zwei Monate benötigt – im Vergleich zu sechs Monaten bei konventioneller Ausführung, zusätzlich abhängig von Witterungseinflüssen bei Abdichtung und Belagsarbeiten. Die Gesamtdauer pro Fahrtrichtung inklusive des Streckenbaus reduzierte sich dadurch auf etwa sechs Monate.



Abb. 3: Modulmontage, Lenting. Quelle: Firmengruppe Max Bögl

A8 – Rohrdorf (BW 98)

Der Ersatzneubau erfolgte unter laufendem Verkehr in modularer Bauweise mit mehreren Fahrbahnplatten je Teilbauwerk. Die Bauzeit für eine Richtungsfahrbahn im durchgehenden 24/7-Betrieb betrug drei Wochen – statt drei Monate bei konventioneller Ausführung, zusätzlich abhängig von Witterungseinflüssen bei Abdichtung und Belagsarbeiten. Die Gesamtdauer für den Ersatzneubau beider Fahrtrichtungen inklusive Abbruch, Neubau der Auflagerbalken in Ortbeton sowie Montage der Überbaufertigteile lag bei nur sechs Wochen – realisiert zwischen den Oster- und Pfingstferien.

Modulares, direkt befahrbares Längsträgersystem für den schnellen Ersatzneubau – dargestellt anhand von zwei Autobahnbrücken in Bayern

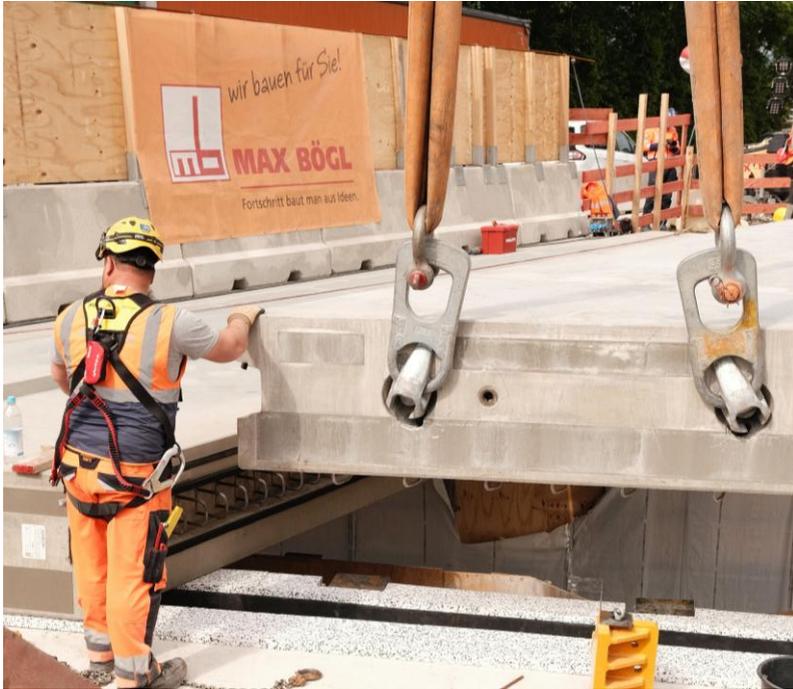


Abb. 4: Modulmontage, Rohrdorf. Quelle: Firmengruppe Max Bögl

Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit

Die modulare Bauweise reduziert Emissionen durch kürzere Bauzeiten und weniger Arbeitsschritte im Verkehrsraum. Werkseitige Qualitätssicherung und der Wegfall klassischer Abdichtungssysteme verlängern die Sanierungsintervalle. Wirtschaftlich entscheidend ist der planbare Zeitgewinn, durch Einsparungen sowohl im Genehmigungsprozess als auch in der tatsächlichen Dauer von Sperr- und Umleitungszeiten und damit einer deutlichen Reduktion des volkswirtschaftlichen Schadens durch Staukosten.

Fazit und Ausblick

Modulare A-Bauwerke haben sich als effiziente Lösung für kompakte Spannweiten bewährt. Die Beispiele an der A9 und A8 zeigen, dass Serienfertigung und standardisierte Montageketten zu reproduzierbaren Ergebnissen in Bezug auf Qualität und Bauzeit führen. Die vorliegende allgemeine Bauartgenehmigung für Ü- und A-Bauwerke belegen die Marktreife. Beide Systeme sind abdichtungsfrei und direkt befahrbar und decken gemeinsam ein breites Anwendungsspektrum für zukünftige Ersatzneubauten ab.



A8 Ersatzneubau BW 202



HAUMANN
UND **FUCHS**



UNSERE LEISTUNGEN IM BRÜCKENBAU:

- ▶ Objekt- und Tragwerksplanung
- ▶ Neubau und Instandsetzung
- ▶ Brückenprüfung nach DIN 1076
- ▶ Baustatische Prüfung (Massivbau)

HAUMANN UND FUCHS Ingenieure AG | Sonntagshornstr. 4 | 83278 Traunstein
Tel.: 0861 98888-0 | hf@haumann-fuchs.de | www.haumann-fuchs.de



Elegant dank Spannbeton.

© WTM Engineers, COWI, Dissing+Weitling

Die neue Weserbrücke wird das in die Jahre gekommene Bauwerk der vielbefahrenen Autobahn A1 bei Bremen ersetzen. Die Anforderungen sind außergewöhnlich: sieben Spuren je Überbau, wenig Bauraum und minimale Eingriffe in wertvolle Ökosysteme. Ein modernes Spannbeton-Tragwerk macht's möglich – und ist dazu noch elegant. Für nachhaltige Infrastruktur: Mit kühnen Ideen die Zukunft gestalten.

Der beste Weg ist die Kombination von Wissen, Erfahrung und Kreativität.

Büchting + Streit AG

Innovativer Ingenieurdienstleister
seit über 60 Jahren.

Konstruktiver Ingenieurbau
Brückenbau
Tunnelbau
Hochbau

Entwicklung konsistenter Verkehrslastmodelle für Schwertransporte – ein probabilistischer Ansatz

<https://doi.org/10.14459/mbs29.09>

*Thibault Tepho, Marcel Nowak,
Oliver Fischer*



Thibault Tepho, M.Sc.

2016 B. Sc. Bauingenieurwesen; TUM
2016-2017 Tragwerksplaner mit Schwerpunkt im
Ingenieurbau
2020 M. Sc. Bauingenieurwesen; TUM
seit 2020 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehrstuhl
für Massivbau, TUM



Marcel Nowak, Dipl.-Ing. (FH), M.Sc

2010 Dipl.-Ing. (FH) (Bauingenieurwesen);
Technische Hochschule Deggendorf
2010-2014 Projektingenieur
(konstruktiver Ingenieurbau)
2015 M. Sc. Bauingenieurwesen; TUM
seit 2015 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehrstuhl
für Massivbau, TUM



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1988
1989-1995 Wissenschaftlicher Assistent, Universität der Bundeswehr München, Promotion 1994
1996-2009 Verschiedene Fach- und Führungspositionen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüfenieur und EBA-Prüfer

Schwertransporte spielen eine wichtige gesellschaftliche Rolle, insbesondere in der Bau- und Energiebranche. Aufgrund ihrer Maße und/oder ihres Gewichts benötigen sie i. d. R. eine behördliche Genehmigung. In diesem Zusammenhang regelt die BEM-ING 3-2 die Nachrechnung von Brücken für Schwertransporte – sowohl hinsichtlich der Nachweisführung als auch der anzusetzenden Verkehrslasten. Die zugrundeliegenden Verkehrslastmodelle basieren jedoch auf einem deterministischen Ansatz. Um das Lastmodell an den aktuellen Stand der Technik anzupassen, werden am Lehrstuhl für Massivbau der TUM im Rahmen eines Forschungsprojekts Untersuchungen durchgeführt. Ziel ist die Entwicklung eines probabilistischen Ansatzes, der die Defizite des derzeitigen Verkehrslastmodells der BEM-ING 3-2 beheben soll.

Permit vehicles play an important role in our society, particularly in the construction and energy sectors. Due to their dimensions and/or weight, they generally require official approval. In this context, the BEM-ING 3-2 regulates the assessment of bridges for permit vehicles – both in terms of the assessment procedure and the traffic loads to be considered. However, the underlying traffic load models are based on a deterministic approach. To align the load model with the current state of the art, investigations are being carried out as part of a research project at the Chair of Concrete and Masonry Structures at the TUM. The aim is to develop a probabilistic approach that addresses the shortcomings of the current traffic load model defined in BEM-ING 3-2.

Einleitung

Schwertransporte sind eine wichtige Grundlage für den Wirtschaftsstandort Deutschland, da sie in verschiedenen Industriezweigen eine besondere Rolle spielen – etwa in der Baubranche, im Energiesektor oder im Gütertransport [1]. Aufgrund ihrer Maße und/oder ihres Gewichts benötigen sie eine Genehmigung, da sie bei Überfahrt von Brückenbauwerken eine besondere Belastung darstellen, für die die Tragwerke bei ihrer Bemessung nicht explizit ausgelegt werden. In der Regel werden dabei die Gewichtsgrenzwerte gemäß §34 der Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung überschritten.

Das in Deutschland gültige Regelwerk zur Nachrechnung von Brücken für genehmigungspflichtige Schwertransporte (GST) ist in den Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING), Teil 3: Berechnung von Straßenbrücken im Bestand für Schwertransporte, Abschnitt 2: Berechnungsverfahren (BEM-ING 3-2) enthalten. Darin sind neben dem Vorgehen für die Brückennachrechnung auch die Verkehrslastmodelle enthalten, mit denen die Nachweise zu führen sind. Die Lastmodelle bestehen dabei aus vier Lastbildern mit jeweils mehreren Unterlastbildern, um verschiedene Verkehrssituationen zu berücksichtigen (Richtungs- und Gegenverkehr sowie verschiedene Anzahl an Fahrstreifen). Das Lastbild 1 beinhaltet den GST sowie den begleitenden Regelverkehr (BRV), bestehend aus realitätsnahen, fünfachsigen LKW unterschiedlichen Gewichts (44 t oder 30,8 t) sowie weiteren, fiktiven Flächenlasten (vgl. Abb. 1). Kann der Nachweis für dieses Lastbild nicht erbracht werden, besteht die Möglichkeit, den Nachweis mit den nachfolgenden Lastbildern zu führen – wobei jedoch zusätzliche Auflagen bei der Umsetzung zu beachten sind. Das Lastbild 2 berücksichtigt dabei einen Abstand von 25 m vor und hinter dem GST, während das Lastbild 3 zusätzlich ein Überhol- bzw. Begegnungsverbot vorsieht. Im Lastbild 4 wird schließlich eine Alleinfahrt angesetzt (kein BRV). [2]

Entwicklung konsistenter Verkehrslastmodelle für Schwertransporte – ein probabilistischer Ansatz

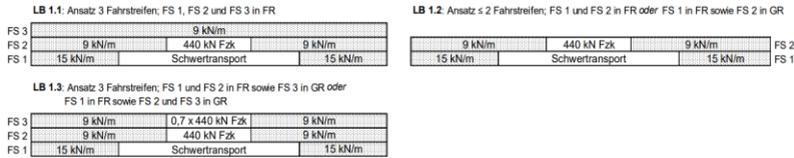


Abb. 1: Lastbild 1 aus der BEM-ING 3-2 [2]

Mangels erläuternder Hintergrundliteratur wird dabei vermutet, dass die Verkehrslastmodelle der BEM-ING aus historischen Regelungen und ergänzenden, deterministischen Lastkomponenten der alten Lastnorm DIN 1072 entwickelt wurden. Dies zeigt sich im Aufbau der Lastmodelle (Lücke für GST und 44 t Fahrzeug, Flächenlasten in Haupt- und Nebenstreifen), im 44 t Fahrzeug selbst sowie in den Auflagen für die Lastbilder 2 bis 4. [3],[4],[5],[6]

Die Lastbilder basieren somit auf einem deterministischen Ansatz, der weder das tatsächliche Aufkommen von GST noch eine Unterscheidung der Verkehrscharakteristik berücksichtigt – wie es bspw. in der Nachrechnungsrichtlinie der Fall ist. Um diesen Defiziten entgegenzuwirken und ein Verkehrslastmodell für GST und den zugehörigen BRV auf dem Stand der Technik zu entwickeln, werden am Lehrstuhl für Massivbau der TUM im Rahmen eines Projekts Untersuchungen durchgeführt. Ziel ist es, einen probabilistischen, ganzheitlichen Ansatz zu formulieren, der das Zusammenspiel zwischen GST und BRV sowie die Auftretenswahrscheinlichkeit von GST berücksichtigt, eine Unterscheidung zwischen Bundesfernstraßen und dem nachgeordneten Netz ermöglicht und dabei möglichst im Einklang mit den aktuell geltenden Normen und Regelungen steht.

Methode

Allgemeines Vorgehen zur Ermittlung von Verkehrslastmodellen

Verkehrslastmodelle werden i. d. R. auf der Beanspruchungsseite kalibriert. Das Vorgehen zur Ermittlung von Verkehrslastmodellen auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis lässt sich in vier Schritte unterteilen:

1) Darstellung des lokalen Verkehrs, 2) Ermittlung der Verkehrsbeanspruchung aus dem lokalen Verkehr am Tragwerk, 3) Statistische Auswertung der resultierenden Beanspruchungs-Zeit-Verläufe zur Bestimmung repräsentativer Werte (wie bspw. der charakteristische Wert) und 4) Kalibrierung des Lastmodells. Die Abbildung des Verkehrs in Schritt 1 erfolgt über Verkehrsströme, die meist durch Verkehrssimulationen erzeugt werden. Weiter werden bei der Lastmodellkalibrierung die Beanspruchungen infolge eines fiktiven Lastbildes (z. B. LM1 aus dem Eurocode 1-2) den ermittelten repräsentativen Werten gegenübergestellt. Daraus ergeben sich sogenannte α -Faktoren, mit denen das gewählte Lastmodell multipliziert wird. Über einen definierten Untersuchungsumfang werden mehrere α -Faktoren bestimmt, aus denen schließlich eine Einhüllende gebildet wird. Dadurch dominieren Extremereignisse die resultierenden Lastmodelle. [7]

Anpassung der Methode auf die Verkehrssituation „genehmigungspflichtiger Schwerverkehr & begleitender Regelverkehr“

Wie zuvor beschrieben sind Brücken, die von GST befahren werden, im Zuge des Genehmigungsverfahrens nachzurechnen. Das dabei angesetzte Verkehrslastmodell berücksichtigt den zu genehmigenden Schwertransport sowie – je nach Lastbild – den vorhandenen BRV. Während der GST normalerweise klar definiert ist und nur relative geringe Streuungen erwarten lässt, ist der BRV deutlich komplexer, vorab unbekannt, und weist damit einen deutlich zufälligeren Charakter und entsprechend größere Streuungen auf. Aus diesem Grund wird für den BRV des GST ein Verkehrslastmodell entwickelt – und zwar auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis.

Der Ansatz orientiert sich am im vorherigen Unterkapitel beschriebenen Vorgehen. Es werden Verkehrsströme simuliert, die anschließend auf Brückenbauwerke appliziert werden, um an ausgewählten Nachweisstellen die Beanspruchungs-Zeit-Verläufe zu ermitteln. Diese Verläufe werden in sogenannte Brückenbelastungsevents (BBE) unterteilt. Dabei handelt es sich um zusammenhängende Zeiträume, in denen sich stets mindestens ein Fahrzeug auf der Brücke befindet [8]. Über die gesamte Simulationsdauer werden für alle BBE die maximale bzw. minimale Beanspruchung ermittelt. Ziel dieses Vorgehens ist es, alle während der Simulationsdauer maßgebenden Verkehrssituationen zu erfassen. Dabei wird zwischen Einzelüberfahrten und Überfahrten mit mehreren Fahrzeugen gleichzeitig auf dem Bauwerk unterschieden. Zur Berücksichtigung des GST werden anschließend die selektierten, maßgebenden Verkehrssituationen betrachtet.

Für jedes BBE wird zum Zeitpunkt der zugehörigen ungünstigsten Beanspruchung das maßgebende Fahrzeug (Fahrzeug mit größtem Beitrag zur Beanspruchung) im rechten Fahrstreifen bestimmt, und durch einen ausgewählten GST ersetzt. Dieser Austausch erfolgt für alle BBE einer Simulation. [9]

Danach werden die angepassten Belastungssituationen der BBE (mit GST) erneut auf das Bauwerk appliziert und die zugehörigen Verkehrsbeanspruchungen – differenziert für GST und BRV – ermittelt. So werden über die Simulationsdauer alle möglichen Situationen aus GST und BRV generiert. [9]

Im nächsten Schritt gilt es, die charakteristischen Werte (siehe Schritt 3 im vorherigen Unterkapitel) zu ermitteln. Üblicherweise erfolgt dies über statistische Extrapolation, da die Ergebnisse der Beanspruchungs-Zeit-Verläufe der Verkehrslastmodelle aus der Norm meist auf Extremwertverteilungen beruhen [10]. Dabei werden über bestimmte Zeiträume jeweils nur die maximalen bzw. minimalen Beanspruchungen betrachtet. Im Fall von GST würde dies jedoch zu konservativen Ergebnissen führen, da angenommen wird, dass der GST immer als Teil eines extrem ungünstigen BBEs über das Bauwerk fährt, das zu einer extrem ungünstigen BRV-Beanspruchung führt. Tatsächlich ist jedoch so, dass jede Situation aus GST und BRV aus der Simulation mit gleicher Wahrscheinlichkeit auftreten kann. Dieses Verhalten soll bei der Ermittlung des repräsentativen Wertes berücksichtigt werden.

Alle vorhandenen, simulierten BBE (Einzelüberfahrten und Überfahrten mit BRV) werden als ein Pool an möglichen Überfahrten betrachtet. Anschließend wird für einen definierten Referenzzeitraum eine bestimmte Anzahl an Überfahrten angenommen (mehrere Überfahrten während des Genehmigungszeitraums bei Dauergenehmigungen). Diese Anzahl wird bezogen auf die Simulationsdauer aus dem Pool gezogen, wobei jeweils das ungünstigste Ereignis beibehalten wird. Dieses Prozedere wird sehr oft wiederholt. Die so gewonnenen maximalen Beanspruchungsevents bilden eine Stichprobenverteilung, aus der – in Anlehnung an andere (Verkehrs-)Lastansätze – der charakteristische Wert über das 95%-Quantil bestimmt wird. Im letzten Schritt erfolgt die Kalibrierung des Lastmodells. Hierfür wird ein fiktives Lastbild (Index LM) gewählt und mit dem ermittelten charakteristischen Wert (Index SIM) verglichen. Dabei wird auf beiden Seiten

die Gesamtschnittgröße betrachtet, jedoch nur der BRV kalibriert. Der Kalibrierungsfaktor α wird mit folgender Gleichung bestimmt. [9]

$$\alpha = \frac{SGR_{SIM,ges} - SGR_{LM,GST} \cdot \varphi_{DIN1072}}{SGR_{LM,BRV}} \quad (1)$$

In den Beanspruchungen der Verkehrssimulationen sind dynamische Effekte enthalten, weshalb die Beanspruchung $SGR_{LM,BRV}$ diese ebenfalls berücksichtigt. Für den GST ist zusätzlich eine dynamische Erhöhung gemäß DIN 1072 zu berücksichtigen, wie sie derzeit auch in der BEM-ING 3-2 Anwendung findet.

Das gewählte, fiktive Lastmodell für die Kalibrierung, wurde in Anlehnung an den Eurocode 1-2, Anhang A konzipiert. Dabei dient das LM1 als Basis, wobei die Tandemlast im Fahrstreifen 1 durch den GST und eine Lücke ersetzt wird (siehe Abb. 2; formuliert für Lastbild 1). Die BRV-Lasten werden anschließend mit dem ermittelten α -Faktor multipliziert. Dieses Vorgehen wird für eine Vielzahl von Fällen durchgeführt, wobei am Ende eine Einhüllende gebildet wird. [9]

Tandemachsen		
3,0 kN/m ²	□ □	3,0 kN/m ²
6,0 kN/m ²	□ □	6,0 kN/m ²
12,0 kN/m ²	Schwertransport	12,0 kN/m ²

Abb. 2: Gewähltes, fiktives Referenzlastbild für die Kalibrierung des Lastmodells (GST + BRV) für das Lastbild 1

Umsetzung

Untersuchungsumfang

Verkehrslastmodelle sind allgemeingültig und müssen daher an einem repräsentativen Umfang kalibriert werden. Dies betrifft sowohl die Systeme bzw. Nachweisstellen, für die die Beanspruchungen ermittelt werden, als auch den Verkehr, der zur Ermittlung der Beanspruchungs-Zeit-Verläufe angesetzt wird. Im Rahmen der Untersuchungen wird eine Konsistenz mit den aktuell in Deutschland geltenden Regelungen angestrebt – etwa mit der Nachrechnungsrichtlinie oder dem Eurocode 1-2. Die zugehörigen Hintergrunddokumente (siehe [10], [11]) dienen dabei als Orientierung.

Bezüglich der Systeme ergeben sich zwölf verschiedene Varianten (1-Feldträger, 2-Feldträger und 3-Feldträger) mit Stützweiten zwischen 10 und 90 m sowie unterschiedlichen Querschnittsformen (Platte, Plattenbalken, Hohlkasten). Es handelt sich dabei um Brücken aus Stahlbeton, Spannbeton, Fertigteilen und in Verbundbauweise. Die betrachteten Nachweisstellen umfassen Feldmomente in Feldmitte, Stützmomente, Auflagerkräfte sowie die Querkraft am Mittelaufleger.

Berücksichtigt werden Systeme mit Fahrbahnbreiten von acht bzw. zwölf Metern, was Verkehrsführungen mit zwei sowie drei bis vier Fahrstreifen entspricht. Dabei werden Fahrstreifenanordnungen sowohl in Fahrtrichtung als auch mit Gegenverkehr einbezogen. Hinsichtlich der Verkehrscharakteristik werden die Verkehrseigenschaften aus [10] und [11] übernommen. Es erfolgt eine Differenzierung zwischen Bundesfernstraßen und dem nachgeordneten Netz („Lange Strecke“, „Mittlere Strecke“ und „Ortsverkehr“). Die Verkehrssimulationen basieren auf einer durchschnittlichen täglichen Anzahl von 10.000 Schwerverkehrsfahrzeugen.

Zudem soll das Verkehrslastmodell am Ende für alle möglichen GST gültig sein. Daher wird ein Satz verschiedener Kranfahrzeuge sowie Fahrzeugkombinationen, bestehend aus einer Zugmaschine und einem oder mehreren Anhängern, untersucht.

Kalibrierungsbeispiel

Um das Vorgehen nochmal zu verdeutlichen, wird nachfolgend die Ermittlung des α -Faktors für das Stützmoment einer zweifeldrigen Plattenbalkenbrücke mit 30 m Feldstützweite dargestellt. Es wird der A61-Verkehr (also

der Bundesfernstraßenverkehr) betrachtet. Die Brücke verfügt über zwei Fahrstreifen, wobei der betrachtete Fall Verkehr in beide Fahrtrichtungen umfasst. Es werden zwei Verkehrsszenarien untersucht: einerseits reiner Fließverkehr, andererseits Fließverkehr mit zusätzlichen Stausituationen (in Anlehnung an [10]). Als GST wird ein Mobilkran mit 48 t angesetzt. Es wird das Lastbild 1 betrachtet, also der GST mit BRV ohne zusätzliche Auflagen.

Für die genannten Fälle werden die Simulationen durchgeführt und alle maßgebenden Verkehrsbeanspruchungen anhand der vorhandenen BBE ermittelt. Für eine Dauergenehmigung wird angenommen, dass ein GST im Extremfall einmal täglich fährt und somit das betrachtete Bauwerk ebenfalls einmal täglich passiert. Bei einer maximalen Genehmigungsdauer von drei Jahren ergeben sich somit 750 Überfahrten (Annahme: 250 Verkehrstage pro Jahr [10]). Nach dem zuvor beschriebenen Verfahren kann anhand der kumulierten Verteilungsfunktion das 95 %-Quantil bestimmt werden. Dies entspricht dann $SGR_{SIM,ges}$ aus Gleichung 1. Die Ergebnisse für die beiden Szenarien lauten: -2024,98 kNm infolge reinem Fließverkehr und -2828,57 kNm bei zusätzlicher Berücksichtigung von Stausituationen.

Da in diesem Beispiel Lastbild 1 betrachtet wird, ist für den gegebenen Fall das Lastbild 1.2 anzusetzen, da die Brücke lediglich zwei Fahrstreifen aufweist. Die Schnittgrößen sind in diesem Fall für beide Verkehrssituationen identisch, da das Lastmodell bzgl. der Fahrtrichtung des zweiten Fahrstreifens keine Unterscheidung trifft. Es kommen dabei folgende Schnittgrößen raus: $SGR_{LM,GST} = -815,83$ kNm und $SGR_{LM,BRV} = -3391,46$ kNm. Weiter ist für gegebenes System nach DIN 1072 ein Schwingbeiwert von 1,16 anzusetzen.

Durch Einsetzen der Werte in Gleichung 1 ergeben sich die folgenden α -Faktoren: $\alpha_{\text{fließender Verkehr}}=0,32$ und $\alpha_{\text{Stau}}=0,55$. Würde der Untersuchungsumfang nur aus diesen beiden Beispielen bestehen, entspräche der Wert von 0,55 der Einhüllenden der Ergebnisse. Die Ergebnisse werden in diesem Fall durch die Verkehrssimulation bestimmt, da die Lastmodellseite für beide Szenarien identisch ist. Dass die Beanspruchung bei Stau größer ausfällt, ist nachvollziehbar, da die Brücke aufgrund der Form der Einflussfläche bei Stau vollständig mit Fahrzeugen belegt ist, während beim Fließverkehr größere Abstände zwischen den Fahrzeugen bestehen und somit die Verkehrsbeanspruchung geringer ausfällt.

Für die vollständige Kalibrierung der verschiedenen Lastbilder ist der im vorherigen Kapitel beschriebene gesamte Untersuchungsumfang zu berücksichtigen. Nach Einordnung in die entsprechenden Lastbilder wird eine Einhüllende über alle α -Faktoren gebildet. Die Untersuchungen zu diesem Projekt sind noch nicht abgeschlossen, weshalb an dieser Stelle nicht auf weitere Ergebnisse eingegangen wird.

Fazit

Anhand des vorgeschlagenen probabilistischen Ansatzes ist es möglich, ein Verkehrslastmodell für Schwertransporte zu entwickeln, das dem Stand der Technik entspricht und mit den aktuell geltenden Normen und Regelungen im Einklang steht. Durch das Vorgehen im Rahmen der Verkehrssimulationen wird das Zusammenspiel zwischen GST und BRV berücksichtigt. Darüber hinaus fließt die Auftretenswahrscheinlichkeit dieser Verkehrssituation in die Modellbildung ein, was – im Gegensatz zum üblichen Ansatz der Extremwertstatistik im regulären Normverkehr – zu wirtschaftlicheren Ergebnissen führt. Zudem ermöglicht der Ansatz eine Differenzierung zwischen Bundesfernstraßen und dem nachgeordneten Straßennetz. Damit werden die Defizite des derzeitigen Lastmodells der BEM-ING 3-2 adressiert, das auf einer deterministischen Grundlage basiert.

Dank

Die Autoren möchten der Autobahn GmbH des Bundes Dank aussprechen für die Beauftragung und die angenehme Zusammenarbeit im Rahmen des Projekts.

Literatur

- [1] Verband Deutscher Maschinen- und Anlagenbau e.V.; Bundesfachgruppe Schwertransporte und Kranarbeiten e.V.: Masterplan. Schwergut, 2015.
- [2] BEM-ING 3-2: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten – BEM-ING, Teil 3: Berechnung von Straßenbrücken im Bestand für Schwertransporte, Abschnitt 2:

- Berechnungsverfahren. Bundesministerium für Digitales und Verkehr, 2023.
- [3] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr.14/1981. Bundesministerium für Verkehr, 1981.
 - [4] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr.13/2004. Bundesministerium für Verkehr, 2004.
 - [5] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen, 1967.
 - [6] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen, 1985.
 - [7] Nowak, M., Fischer, O.: Objektspezifische Verkehrslastansätze für Straßenbrücken. In: Beton- und Stahlbetonbau 112, Ernst & Sohn, Berlin, S.804-814, 2017.
 - [8] Caprani, C.: Probabilistic analysis of highway bridge traffic loading. Dissertation, National University of Ireland, University College Dublin, 2005.
 - [9] Tepho, T.: Verkehrslastansätze für den begleitenden Regelverkehr von genehmigungspflichtigen Schwertransporten – Entwicklung von Lastansätzen auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Basis (Arbeitstitel). Dissertation (in Bearbeitung), Technische Universität München, 2026.
 - [10] Freundt, U., Böning, S.: Anpassung des DIN-Fachberichts 101 „Einwirkungen auf Brücken“ an Eurocodes – Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslaste. In: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes, Bundesanstalt für Straßenwesen, S. 23-104, 2011.
 - [11] Freundt, U., Böning, S.: Verkehrslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2011.

Unser hoch qualifiziertes Team plant und prüft anspruchsvolle Tragwerke im Hoch- Industrie-, Ingenieur- und Brückenbau.

Gutachten und die zertifizierte Instandsetzungsplanung im Betonbau ergänzen unser Leistungsspektrum.

Dr.-Ing. Markus Rapolder

Prüfingenieur für Standsicherheit
Öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Beton, Stahlbeton- und Spannbetonbau

Dr.-Ing. Georg Frühe

Prüfingenieur für Standsicherheit

Tragwerksplanung



Prüfung Standsicherheit



Gutachten



Instandsetzungsplanung



Grimm und Partner Beratende Ingenieure



Rheinbrücke Duisburg



Wohnquartier Orplid München



Talbrücke Thulba A7



Wohngebäude Appenzeller Straße



Firmenstandort Kempf in Rohrbach



Nachrechnung Innbrücke Suben



Aurachtalbrücke A3



Talbrücke Pfädchensgraben



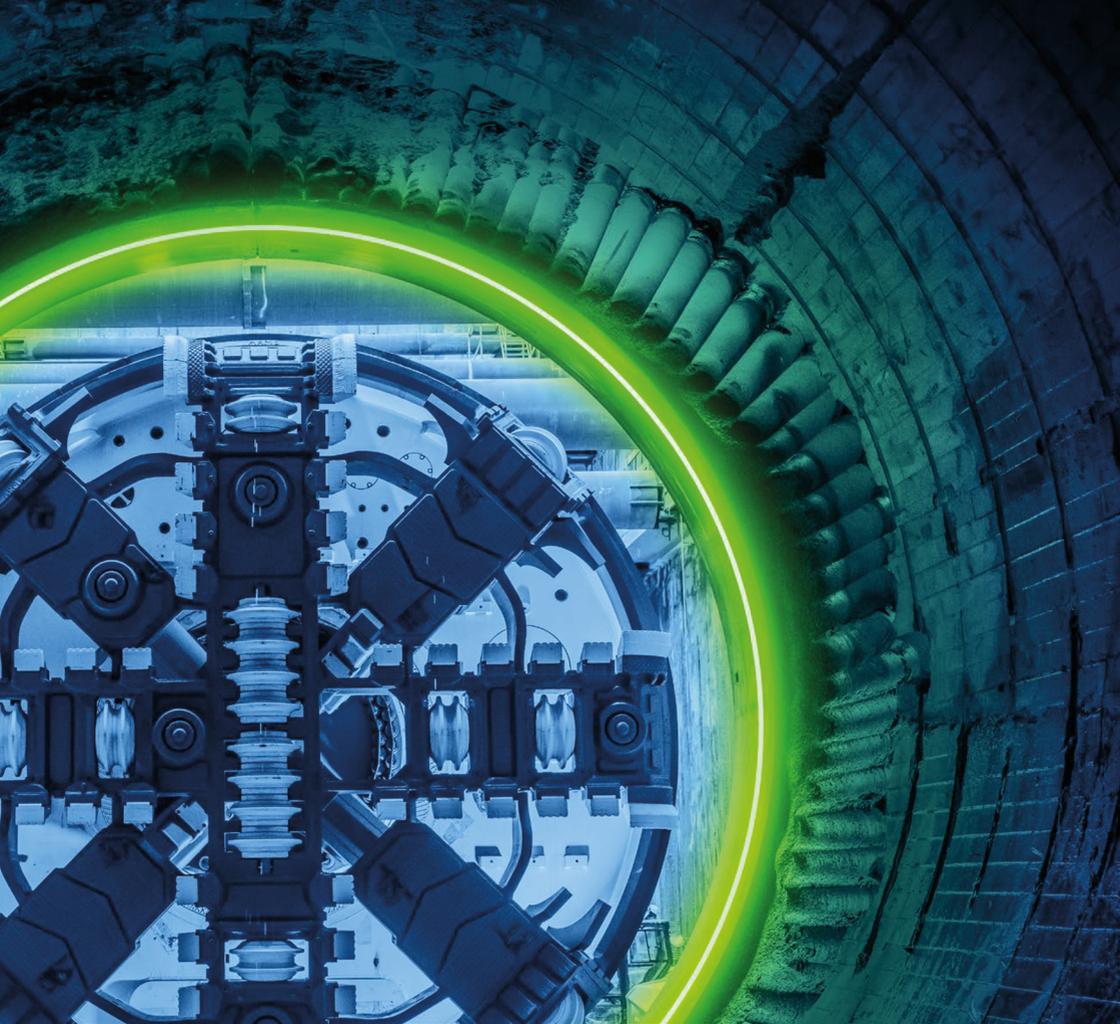
BMW Parkhaus Leipzig

Vom Wohnhaus bis zur Produktionshalle, von der Fußgängerüberführung bis zur Talbrücke, vom Durchlass bis zum innerstädtischen Tunnel - unser langjährig erfahrenes Team um Prüflingenieur Dr.-Ing. Rainer Grimm führt die statisch-konstruktive Prüfung anspruchsvoller Bauvorhaben des Massivbaus durch – vom Entwurf bis zur erfolgreichen Ausführung auf der Baustelle. Präzise, lösungsorientiert und stets mit dem Blick fürs Ganze.



Grimm und Partner
Beratende Ingenieure PartGmbH
Arnulfstr. 10, 80335 München
+49 89 4142418 0, info@gup-ing.de
www.gup-ing.de





Verbindungen fürs Leben

Mit unserer Kompetenz und Leidenschaft im Bau anspruchsvoller Ingenieurbauprojekte schaffen wir Verbindungen fürs Leben.

Seit Generationen und für Generationen.

W&F

WAYS & FREYTAG
INGENIEURBAU

Ways & Freytag Ingenieurbau AG
Eschborner Landstraße 130-132
60489 Frankfurt am Main

+49 (0)69 7929-0
info@wf-ib.de
www.wf-ib.de

Der Fehmarnbelt-Tunnel: Fortschritt bei Nordeuropas bedeutendstem Infrastrukturprojekt

<https://doi.org/10.14459/mbs29.10>

Gregory Formichella



Gregory Formichella, Dipl. Ing. (FH)

2003-2007: Studium Bauingenieurwesen
FH München

2007-2010: Bauleiter, Otto Reischl GmbH

2010-2012: Angebotsbearbeitung, Julius Berger
Nigeria (Abuja)

2012-2019: Technischer Leiter mit Prokura,
JR International Bau GmbH

2019-2021: Teamleiter Vertragsmanagement,
2. Stammstrecke, Max Bögl

seit 09/2021: Head of Construction TPR
Germany, Femern A/S

Mit dem 18 Kilometer langen Fehmarnbelt-Tunnel entsteht eine neue Verbindung zwischen Dänemark und Deutschland – und einen wichtigen Beitrag zum Klimaschutz und für das künftige europäische Verkehrsnetz leisten. Der Fehmarnbelt-Tunnel wird der weltweit längste Absenktunnel. 79 Standard-Tunnelemente und 10 Spezialelemente werden hierfür in einer eigens für das Projekt errichteten Fabrik auf der dänischen Insel Lolland hergestellt und dann in einen zuvor ausgehobenen Graben abgesenkt.

The 18-kilometre Fehmarnbelt Tunnel will create a new link between Denmark and Germany – and make an important contribution to climate protection and the future European transport network. The Fehmarnbelt Tunnel will be the world's longest immersed tunnel. 79 standard tunnel elements and 10 special elements will be manufactured in a factory built specifically for the project on the Danish island of Lolland and then lowered into a pre-excavated trench.

Einführung

Der rund 18 Kilometer lange Absenktunnel wird Lolland in Dänemark und Fehmarn in Deutschland verbinden. Der 2008 unterzeichnete und 2009 ratifizierte Staatsvertrag bildet die Grundlage des deutsch-dänischen Projekts. Demnach wird der Fehmarnbelt-Tunnel von Dänemark gebaut, finanziert und geplant.

Der Fehmarnbelt-Tunnel ist ein nutzerfinanziertes Projekt. Die Einnahmen aus dem Fehmarnbelt-Tunnel werden dazu verwendet, die Kredite zu tilgen, mit denen die Bauarbeiten finanziert werden. Nach demselben Modell wurden auch die Verbindungen über den Großen Belt und den Öresund finanziert. Der Budgetrahmen für den Fehmarnbelt-Tunnel, der mit Annahme des dänischen Baugesetzes 2015 festgelegt wurde, beträgt rund 7,4 Mrd. Euro (Preisstand 2015) einschließlich umfangreicher Reserven.

Das Projekt ist prioritäres Vorhaben der EU-Kommission und erhält daher umfangreiche Unterstützung durch die Europäische Union über Fördermittel aus der Connecting Europe Facility. Er ist zentraler Bestandteil des Skandinavisch-Mediterranen Korridors des EU-Kernverkehrsnetzes und schließt eine Lücke zwischen den skandinavischen und kontinentaleuropäischen Schienennetzen.

Femern A/S, Tochtergesellschaft der staatlichen dänischen Sund & Bælt Holding, ist Bauherr des Fehmarnbelt-Tunnels und späterer Betreiber des Fehmarnbelt-Tunnels.

Die Genehmigung für den dänischen Tunnelteil erfolgte per Gesetz. Das dänische Parlament hat dieses Baugesetz im April 2015 verabschiedet. Seitdem gibt es in Dänemark Baurecht. Das Bundesverwaltungsgericht hat am 3. November 2020 alle Klagen gegen den Planfeststellungsbeschluss abgewiesen. Damit gab das höchste Verwaltungsgericht in Deutschland grünes Licht für den Bau des deutschen Teils des Fehmarnbelt-Tunnels. Der im Januar 2019 erlassene Planfeststellungsbeschluss durch das Amt für Planfeststellung Verkehr in Schleswig-Holstein (APV-SH) wurde somit rechtmäßig.



Abb. 1: Betonage von Tunnelementen in der Fabrik in Rødbyhavn. Foto: Sund & Bælt Holding A/S.

Arbeiten auf dänischer Seite

Im Sommer 2020 begannen die Arbeiten an der Küste Lollands. Außerdem wurde das Produktionsareal rund um die Tunnelementfabrik schrittweise hergestellt und eine große Fabrik gebaut, in der die Elemente des Absenktunnels gefertigt werden.

Während anfangs der Fokus auf dem Bau der Produktionsanlage auf Lolland lag, steht mittlerweile die industrielle Fertigung der Tunnelemente im Vordergrund. Diese entstehen Segment für Segment in der Fabrik – ein 217 Meter langes Tunnelement besteht aus neun Segmenten. Die große Fabrik bei Rødbyhavn, in der die 89 Tunnelemente hergestellt werden, besteht aus insgesamt sechs Produktionslinien. Im Juli 2023 wurde dort mit der Betonage der Tunnelsegmente begonnen. Die Produktion der Standardelemente findet in klimatisierten Hallen statt, um eine hohe Materialqualität sicherzustellen. Das ist wichtig, da der Fehmarnbelt-Tunnel auf eine Lebensdauer von mindestens 120 Jahre ausgelegt ist.

Mittlerweile sind die ersten Elemente fertig betoniert. Im Bereich vor der Fabrik werden u.a. die Schotten eingebaut, um die Elemente schwimmfähig zu machen. Die Becken vor der Fabrik werden, ähnlich wie eine Schleuse, geflutet. Über sie werden die fertigen Tunnelelemente von der Fabrik in den Arbeitshafen transportiert. Im Februar 2025 wurden die ersten beiden Elemente im Trockendock vor der Fabrik aufgeschwommen und ein Stück nach vorn und später in den Arbeitshafen transportiert. Derzeit laufen umfangreiche Vorbereitungen für das Absenken des ersten Elements vor der dänischen Küste.

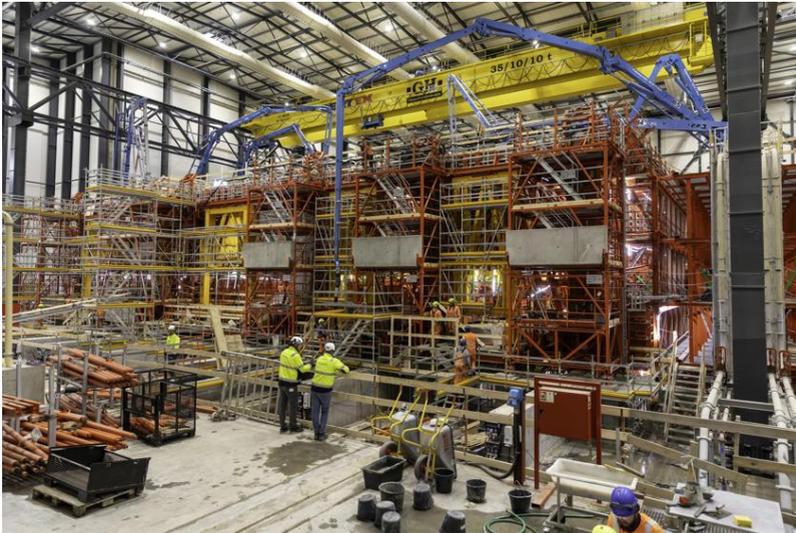


Abb. 2: Betonage von Tunnelelementen in der Fabrik in Rødbyhavn. Foto: Sund & Bælt Holding A/S.

Zehn der insgesamt 89 Elemente des Fehmarnbelt-Tunnels sind sogenannte Spezialelemente, die alle rund zwei Kilometer eingebaut werden. Sie verfügen über ein Kellergeschoss, in dem technische Anlagen des Tunnels untergebracht sind. Das erleichtert die spätere Wartung des Tunnels – auch, weil die Elemente breiter sind und über zusätzliche Haltebuchten für Servicefahrzeuge verfügen.

Der Fehmarnbelt-Tunnel: Fortschritt bei Nordeuropas bedeutendstem Infrastrukturprojekt

Seit Sommer 2022 ist der dänische Arbeitshafen in Betrieb. Dort legen regelmäßig Schiffe an, um die Baustelle mit Material zu versorgen. Östlich des Hafens wurden vier Silos errichtet, in denen Zuschlagstoffe für die Betonproduktion wie Kies, Sand und Zement gelagert werden. Zu Spitzenzeiten werden im Arbeitshafen wöchentlich rund 70.000 Tonnen Stein, Zement, Sand, Kies und Stahl umgeschlagen.



Abb. 3: Die Produktionsanlage in Rødbyhavn mit den Becken vor den Fabrikhallen sowie dem großen Arbeitshafen. Im Hintergrund befindet sich das dänische Tunnelportal. Foto: Sund & Bælt Holding A/S

Am dänischen Tunnelportal haben die Arbeiten Anfang Mai 2022 begonnen. Mittlerweile sind die Betonagen für den Tunnelabschnitt in offener Bauweise abgeschlossen. Auch die Lichtübergangszone an der dänischen Tunneleinfahrt ist hergestellt. Sie wird für einen sanften Übergang der Lichtverhältnisse während der Fahrt durch den fertigen Tunnel sorgen. Neben der Fertigstellung des großen Betriebsgebäudes zur Steuerung der Tunneltechnik laufen verschiedene Ausbaurbeiten in den Röhren an der dänischen Tunneleinfahrt, zum Beispiel der Brandschutzverkleidung.

Über dem vorderen Tunnelabschnitt wurde im Frühjahr 2024 ein neuer Deich errichtet, der die neue Küstenlinie bildet. Der vorgelagerte, provisorische Deich wurde bis Juni 2024 vollständig entfernt. Seitdem befindet sich der erste Teilbereich des Tunnels unter Wasser. Der Abschnitt des Tunnels in offener Bauweise, der nun unter Wasser liegt, wurde vorher mit Schotten wasserdicht abgeschlossen. Mit diesem Bereich des dänischen Tunnelportals wird dann das erste Absenkelement verbunden. Derzeit laufen umfangreiche Vorbereitungen an den benötigten Spezialschiffen, damit der Absenkvorgang sicher durchgeführt werden kann.

Der 18 km lange Tunnelgraben ist fertig ausgehoben. Der Großteil des Ausbaus wird für die Landgewinnung vor der Küste Lollands verwendet. Dort entstehen insgesamt rund 300 Hektar Natur- und Erholungsgebiete.

Stand der Arbeiten auf deutscher Seite

Nachdem bereits 2019/2020 bauvorbereitende Maßnahmen vor allem im Umweltbereich umgesetzt wurden, wurde die rund 100 Hektar große deutsche Baustelle 2021 komplett erschlossen und eingerichtet. Die Baustelle für den Fehmarnbelt-Tunnel bei Puttgarden erstreckt sich rund drei Kilometer landeinwärts.

Im Oktober 2021 begannen die seeseitigen Arbeiten an der Küste Fehmarns. Hinter der alten Küstenlinie ist eine große Baugrube entstanden, in der das Tunnelportal auf deutscher Seite gebaut wird. Im Herbst 2023 wurde in der bis zu zwölf Meter tiefen Baugrube damit begonnen, Tunnelabschnitte in offener Bauweise herzustellen. Dabei wird zunächst die Sohle, dann die Seitenwände und schließlich die Decke dieser Tunnelabschnitte an Land betoniert. Die so vor Ort hergestellten Segmente sind die ersten Abschnitte des Tunnels, in die man von Fehmarn aus in den Tunnel fährt. Mit Stand August 2025 ist die deutsche Tunneleinfahrt bereits zu mehr als drei Vierteln hergestellt.

Wie am dänischen Portal wurde ein Rückhaltedamm über den vordersten Segmenten errichtet. Nach der Installation von Schotten in den Tunnelröhren konnte der vorderste Teil der Baugrube geflutet werden. Anschließend wurde mit dem Rückbau des temporären Rückhaltedamms begonnen; Ende Oktober 2024 war dieser abgeschlossen. Der temporäre Damm hat zuvor

Der Fehmarnbelt-Tunnel: Fortschritt bei Nordeuropas bedeutendstem Infrastrukturprojekt

den nördlichsten Bereich der Baugrube umgrenzt und das Arbeiten im Trockenen ermöglicht. Der finale Rückhaltedamm bildet nun die künftige Küstenlinie.



Abb. 4: Ende August 2024: Der vorderste Abschnitt der Portalbaugrube an der Küste Fehmarns konnte geflutet werden. Im Anschluss folgte der Rückbau des temporären Rückhaltedamms. Seitdem liegt der vorderste Tunnelabschnitt unter Wasser, der in offener Bauweise entstand. Foto: Sund & Bælt Holding A/S

Auch auf deutscher Seite wurde ein Arbeitshafen eigens für das Projekt gebaut. Er ist im Juli 2023 in Betrieb gegangen. Bis Mitte 2025 sind bereits rund 420.000 Tonnen Material über den deutschen Arbeitshafen angeliefert worden. Neben der Kaianlage befinden sich Silos für Zement und weitere Lagerflächen für die angelieferten Materialien.

Ein Betonmischwerk ist auf der deutschen Tunnelbaustelle errichtet worden, das für den Bau des Tunnelportals und der drei Brücken benötigt wird.

Das Material für die Betonherstellung wird vor allem über den Arbeitshafen angeliefert. So werden Transporte über die Insel vermieden.

Ein Teil des marinen Aushubs aus dem Tunnelgraben wird auf der deutschen Baustelle zwischengelagert und nun als Baumaterial u.a. für die Dämme wiederverwendet, auf denen die neue Autobahn E 47 entlangführen wird. Auf den vormaligen landwirtschaftlichen Flächen wurde zuvor Oberboden abgetragen, der während der Bauzeit zwischengelagert wird.



Abb. 5: Der Portalbereich auf deutscher Seite im August 2025. Im Vordergrund die Brücke über die neue Bahntrasse in Richtung Tunnelleinfahrt. Auf der anderen Seite des Fehmarnbelts ist die Tunnелеlementfabrik in Rødbyhavn erkennbar. Foto: Sund & Bælt Holding A/S.

Künftig führen die E 47 sowie die neue Bahntrasse in das Tunnelportal. Für die neue Linienführung müssen insgesamt drei Brücken auf der deutschen Tunnelbaustelle errichtet werden. Zwei von drei Brücken sind fertig. Der Verlauf der künftigen Bahntrasse in die Tunnelleinfahrt ist bereits deutlich

zu erkennen. Über eine neue Brücke wird der Marienleuchter Weg über die künftige Bahnstrecke geführt. Auch die Brücke für die Autobahn E 47 über den neuen Marienleuchter Weg ist fertig. Die Autobahn E 47 wird hier in Dammlage über die örtliche Straße geführt. Seit Mitte Juli 2025 ist der neue Verlauf des Marienleuchter Weges für die Öffentlichkeit freigegeben. Die ersten permanenten Bauwerke des Projekts Fehmarnbelt-Tunnel sind seitdem im Betrieb.

Fazit

Die Bauarbeiten für den 18 Kilometer langen Fehmarnbelt-Tunnel sind bereits weit vorangeschritten. Zwischen Puttgarden auf Fehmarn und Rødbyhavn auf der dänischen Insel Lolland entsteht der weltweit längste Absenktunnel. Während anfangs der Fokus auf dem Bau der Produktionsanlage auf Lolland lag, steht mittlerweile die industrielle Fertigung der Tunnelelemente in der eigens errichteten Fabrik in Rødbyhavn im Vordergrund. Derzeit laufen umfangreiche Vorbereitungen für das Absenken der ersten Tunnelelemente.



SOCOTEC

ZPP INGENIEURE IST JETZT SOCOTEC INGENIEURE

IHRE EXPERTEN FÜR
GRUND- UND TUNNELBAU



socotec.de

Kompetenz trifft Innovation. Wir bauen Zukunft.

Anspruch, Leistung und Qualität im Bauingenieurwesen:
Das ist SSF Ingenieure – seit über 50 Jahren.

2. S-Bahn-Stammstrecke in München

Planungszeitraum
seit 2017

Bauausführung
seit 2018

Tunnel
3 Röhren mit ca. 7 km Länge

Neubau von 3 unterirdischen Stationen
**Hauptbahnhof, Marienhof,
Ostbahnhof**



Planungsherausforderungen am Haltepunkt Hauptbahnhof der 2. S-Bahn-Stammstrecke und angrenzender Bauwerke

<https://doi.org/10.14459/mbs29.11>

Michael Weizenegger, Michael Schneider



Michael Weizenegger, Dipl.-Ing.

Studium Bauingenieurwesen, TUM, Diplom 1995
seit 1996 SSF Ingenieure AG,
seit 2008 Prokurist; Leiter Bereich Ausland,
Infrastruktur und Tunnelbau



Michael Schneider, M.Sc.

Studium Bauingenieurwesen, TUM, M.Sc. 2015
seit 2015 SSF Ingenieure AG,
seit 2019 Projektleiter im Bereich Ausland,
Infrastruktur und Tunnelbau

Im Zuge des Baus der 2. S-Bahn-Stammstrecke entsteht am Hauptbahnhof ein Tiefbahnhof mit einem Bahnsteig, der sich 40 m unter der Oberfläche befindet. In diesem Zuge wird der gesamte Bereich zwischen Querbahnsteig, Arnulfstraße, Bayerstraße und Bahnhofsvorplatz abgerissen und bis in große Tiefen neu bebaut. Da Abbruch und Neubau unter laufendem Betrieb aller Verkehre und unter Berücksichtigung aller umliegenden Bauwerke stattfinden müssen, sind die Anforderungen an die Planung hoch. Neben der Vorstellung der einzelnen Bauwerksteile wird anhand ausgewählter Beispiele auf die besonderen Randbedingungen der Planung eingegangen.

As part of the construction of the second S-Bahn core line, a metro station with a platform level located 40 meters below the surface is being built at the main station. As part of this project, the entire area between the transverse railway platform and the surrounding roads - Arnulfstraße, Bayerstraße and Bahnhofsvorplatz - will be demolished and rebuilt down to great depths. Since demolition and reconstruction must take place while all transport operations continue and with consideration of the surrounding structures, the planning requirements are highly demanding. In addition to presenting the individual structural components, selected examples will be used to illustrate the special constraints of the planning process.

Die Maßnahmen am Hauptbahnhof

Überblick

Der Hauptbahnhof liegt im Zentrum Münchens. Die Bestandsgebäude stammen aus verschiedenen Perioden – von den ersten Jahren des Eisenbahnbetriebs über die Nachkriegszeit bis zu den Teilerneuerungen in den vergangenen Jahrzehnten. Nach der Entscheidung 2010, eine 2. S-Bahn-Stammstrecke zu bauen, ist 2019 beschlossen worden, dass in diesem Zuge am Hauptbahnhof auch der Neubau des Empfangsgebäudes sowie ein Vorhaltebauwerk für die U9-Entlastungsspanne errichtet werden. Damit soll ein moderner und leistungsfähiger Verkehrsknotenpunkt entstehen.

Der Bereich östlich des Querbahnsteigs wird im Untergrund zwischen den Bauwerken 1. SBSS (Norden), U-Bahnhof der U1/U2 (Osten) und der U4/U5 (Süden) mit folgenden Bauwerken neu geordnet und nahezu vollständig bebaut (siehe Abb. 1 unten):

- Haltepunkt HBF (2. SBSS) – 6 Untergeschoße, Bahnsteig auf -40 m
- Vorhaltebauwerk der U9 – 4 Untergeschoße, Bahnsteig auf -27 m
- Kellergeschosse Empfangsgebäude – 2 Untergeschoße, UK Sohle auf -12 m
- Zugangsbauwerk SWM zum U-Bhf. U1/U2- 2 Untergeschoße, UK Sohle auf -12 m

Über allem schwebt der Hochbau des neuen Empfangsgebäudes. Die einzigen Bauwerke des aktuellen Bahnhofs, die bestehen bleiben, sind die Bahnsteige mit der, unter Denkmalschutz stehenden, Gleishalle. Aktuell ist geplant, letztere im Zuge der Baumaßnahmen zu sanieren. Der nördlich der Gleishalle liegende nördliche Randbau wird zusammen mit dem Starnberger Flügelbahnhof ebenfalls neu errichtet. Gleiches gilt für den südlichen Randbau auf der Südseite der Gleishalle.

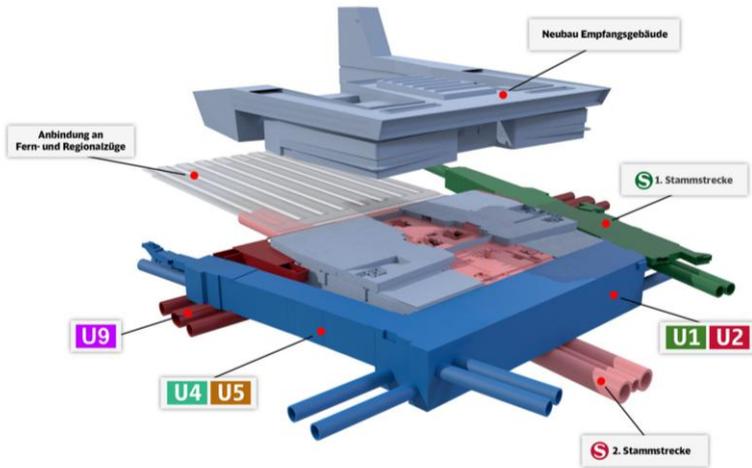


Abb. 1: Übersicht Bauwerke am Hp HBF der 2. SBSS

Bauweisen und Bauablauf

Die unterirdischen Bauwerke werden in Schlitzwand-Deckelbauweise erstellt. Nach dem Abbruch der Bestandsbauwerke werden zunächst die Baugrubenumschließungen (Schlitzwände) sowie die Primärstützen, die im Bauzustand die Decken tragen, errichtet. Da für den Bau des Haltepunkts der 2. SBSS eine Absenkung der unteren Grundwasserstockwerke – TII, TIV und TV – erforderlich ist, erfolgt im Anschluss die Herstellung der Brunnen für die Wasserhaltung. Anschließend folgen die Herstellung der ersten Zwischendecke sowie der Abschlussdecke, die als Logistikebene für die Arbeiten in Deckelbauweise – Aushub unter dem Deckel, Herstellung nächste Zwischendecke, Aushub unter dem Deckel, etc. – dient. Die unterste Ebene, die Gleisebene, wird in 2 Abschnitten mit einer mittig liegenden Hilfssteifebene, ausgehoben. Nach Herstellung der Bodenplatte und Rückbau der Hilfssteifebene sind die Schildfahrten vorgesehen. Parallel dazu erfolgt der Bau der Innenschale und der Innenwände von unten nach oben. Sind die Innenwände bis zur Abschlussdecke fertiggestellt, können die Primärstützen von oben nach unten rückgebaut und anschließend die

Lücken in den Innenwänden, wo die Primärstützen standen, von unten nach oben geschlossen werden.

Das Prinzip ist bei allen Bauwerken – 2. SBSS, U9, ZBW und Untergeschoße HEG – ähnlich, eine Außenwasserhaltung und die Hilfssteifebene sind nur für das Stammstreckenbauwerk notwendig.

Das Stammstreckenbauwerk besteht aus 3 Bauwerksteilen. Der zentrale Aufgang (ZA) befindet sich bereits seit 2019 im Bau. Vor Kurzem ist mit dem Aushub in der untersten Ebene begonnen worden. Anfang 2026, wenn der Abbruch des Bestands in diesem Bereich erfolgt ist, startet die westliche Erweiterung (WE), die wie der ZA in Schlitzwand-Deckelbauweise gebaut wird. Nach Herstellung der Bodenplatte der WE beginnt in der untersten Ebene der Druckluftvortrieb für die bergmännische Bahnsteigröhre, ein 5-schiffiger Querschnitt, die ca. 80 m in Richtung Westen, unter Bahnsteigen und Gleishalle, aufgeföhren wird. Für die Errichtung der WE und insbesondere der Bahnsteigröhre sind Maßnahmen zum Setzungsausgleich der Gleishalle erforderlich.

Für die weiteren Bauwerke (Vorhaltebauwerk U9, Untergeschoße Empfangsgebäude, Zugangsbauwerk) müssen die Bestandsbauwerke teilweise erst noch abgebrochen werden. Dies kann erst nach Fertigstellung eines Interimbahnhofs auf dem südlichen Bahnhofsvorplatz erfolgen, in den dann die aktuellen Nutzungen im Bestand umgezogen werden. Der Abbruch des Bestands wird in diesem Bereich ab 2028 stattfinden können.

Besonderheiten bei der Planung

Allgemein

Die Planung aller Bauwerke und Fachgewerke erfolgt in der BIM-Methode. Dies gilt sowohl für die Bauwerke der DB (2. SBSS, NEG) als auch für die Bauwerke der SWM (U9, ZBW). Die Modelle werden hierbei auf einer CDE abgelegt und in regelmäßigen Abständen aktualisiert und kollisionsgeprüft. Nur so und unter der Voraussetzung einer disziplinierten Vorgehensweise ist sichergestellt, dass alle Beteiligten den aktuellen Stand kennen und weiterverwenden. Die Abstimmung der Planungsbeteiligten findet auf Modellebene statt.

Die Prüfung der Ausführungsplanung erfolgt auf Eplass. Hier sind alle Prüfbeteiligten – Planer, ausführende Firmen, Prüfsachverständige - eingebunden und prüfen auf Ihre Belange. Im Zuge des Vorprüflaufs wird hierbei die Baubarkeit durch die ausführenden Firmen bestätigt, während die Prüfsachverständigen die Vollständigkeit der Unterlagen sichten. Im Hauptprüflauf findet die fachtechnische Prüfung durch die Prüfsachverständigen statt. Nach Gleichstellung der Unterlagen erfolgt die Freigabe durch BVB und Bauherrn. In Teilbereichen und an den Schnittstellen, z. B. zwischen Hochbau und Tiefbau oder Tiefbau und Tunnel, sind mehrere Prüfsachverständige – EBA-Prüfer, TAB-Sachverständige u.a. – tätig, wobei hier ein Prüfer als „führend“ bestimmt ist und die Anmerkungen zusammenführt.

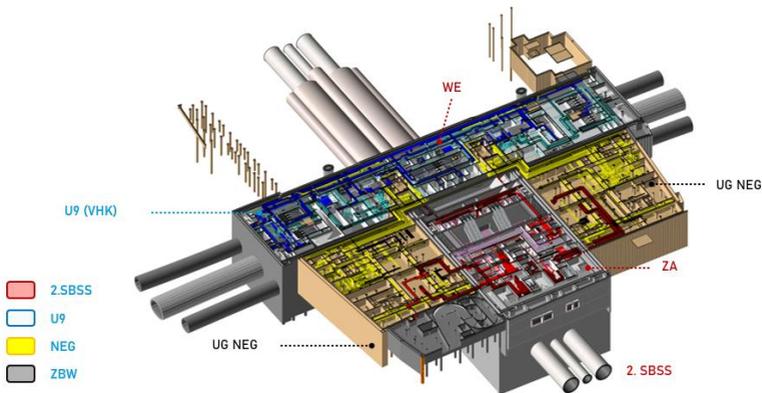


Abb. 2: BIM-Modelle aller unterirdischen Bauwerke

Vollflächiger Anbau an die U1/U2

Der ZA des Stammstreckenbauwerks wird im Osten über 4 Ebenen direkt an den bestehenden U-Bahnhof der U1/U2 angebaut. Hierbei wird die Schlitzwand des Bestandsbauwerks im Zuge der Deckelbauweise ebenebene abschnittsweise freigelegt und nach dem Bau eines Deckenabschnitts vor dem Aushub im nächsten Abschnitt mit Pressen gestützt. Die Pressenstützung ist erforderlich, um die Verformungen des Bestandsbauwerks gering zu halten und die Normalkräfte der Decken wieder herzustellen. Damit

wird vermehrte Rissbildung vermieden und das Sicherheitsniveau der betroffenen Bauteile wieder hergestellt. Die Pressen werden hierbei in einer Bauwerksfuge am Übergang zur U1/U2 in der jeweiligen Deckenebene eingebaut und auf eine definierte Kraft gebracht. Je Deckenebene sind die Pressen zu 4 Pressengruppen, entsprechend den Aushubabschnitten, zusammengefasst. Die Steuerung erfolgt über die Pressenkräfte in Verbindung mit dem Verformungsmonitoring der U1/U2. Maßgebend sind hierbei die Ergebnisse des Verformungsmonitorings. Sollten die Verformungen einen definierten Wert überschreiten, ist mit den Pressen nachzusteuern. Die Nachsteuerung erfolgt in Abstimmung zwischen Planung und Ausführung manuell an der jeweiligen Pressengruppe.

Die Ermittlung der Pressenkräfte erfolgte anhand nichtlinearer Boden-Bauwerk-Interaktionsberechnungen, in denen der Bauablauf nachgebildet wurde, unter Verwendung von Grenzfallbetrachtungen (z.B. obere/untere Grenzen der Baugrundkennwerte).

Für das Bauwerk der U1/U2 selbst erfolgte die Nachrechnung mittels linear-elastischer und nichtlinearer Berechnungen. Mit den Berechnungen wurde die Standsicherheit in allen wesentlichen Bauzuständen untersucht, Prognosen für Rissweiten erstellt und mit Grenzfallbetrachtungen Verformungswerte für das Bauwerksmonitoring ermittelt. Ergebnis waren Schwellenwerte – Melde-, Alarm- und Grenzwerte - für das umfangreiche Verformungsmonitoring der U1/U2.

Gleiches erfolgte für die Unterfahrung der U1/U2 und die vorlaufenden Baugrundinjektionen unterhalb der U1/U2.

Alle Maßnahmen erfolgen unter Anwendung der Beobachtungsmethode. In Vorbereitung der Bautätigkeiten sind entsprechende Havariekonzepte erstellt worden.

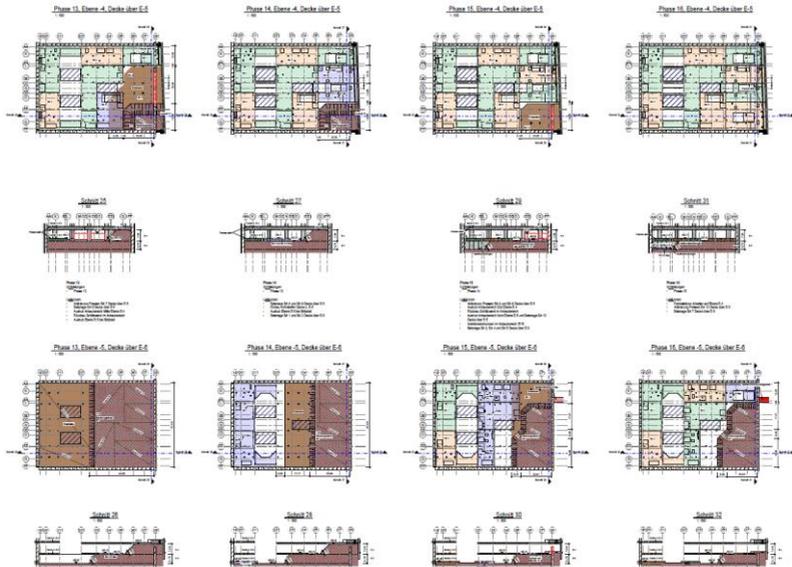


Abb. 3: Bauphasenplan Anbau U1/U2, Ebenen übergreifend

Setzungsausgleich Gleishalle

Die denkmalgeschützte Gleishalle ist zusammen mit den Bahnsteigen das einzige Bauteil, das im Bestand erhalten bleibt. Während des Baus der 2. Stammstrecke erfährt die Gleishalle jedoch Stützensenkungen, denen sie ohne zusätzliche Maßnahmen rechnerisch nicht standhält. Während die Grundwasserabsenkung für die Wasserhaltungsmaßnahmen noch für unkritische, aufgrund der flachen Absenktrichter großflächige Setzungen verursacht, bewirken die Baumaßnahmen zur Herstellung der westlichen Erweiterung sowie der Flügel der U9, insbesondere aber die Herstellung der bergmännischen Bahnsteigröhre große Setzungen - auch Differenzsetzungen zwischen Gründungsachsen. Um die Standsicherheit der Gleishalle sicherzustellen, ist mit Setzungsausgleichsmaßnahmen gegenzusteuern. So werden die betroffenen Stützen der Mittelstützenreihe mit Pressen versehen, mit denen die Verformungen ausgeglichen werden können.

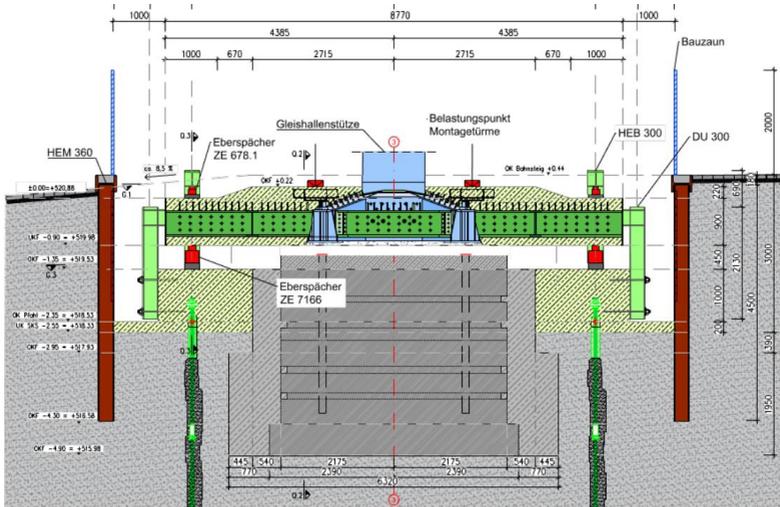


Abb. 4: Längsschnitt Setzungsausgleich durch eine Stütze

Im Bestand sind die Stützen in die Fundamente eingespannt. Für den Einbau der Pressen ist vorgesehen, an den Stützen in Baugruben auf dem Bahnsteig oberhalb des Bestandsfundaments Verbundplatten und darunterliegende, tief gegründete Fundamente zu ergänzen, mit Pressen vorzuspannen und anschließend die Stützen unter Verwendung von Abhebesicherungen vom Fundament freizuschneiden.

Die Maßnahmen der Vorbereitung des Setzungsausgleichs müssen unter teilweiser Aufrechterhaltung des Bahnbetriebs in der Gleishalle stattfinden. Lediglich ein benachbartes Gleis kann für einen begrenzten Zeitraum gesperrt werden. Zusätzlich sind Nachtsperrrpausen auf dem benachbarten Gleis vorgesehen.

Der spätere Betrieb des Setzungsausgleichs während der verformungsrelevanten Bautätigkeiten ist mittels Hydraulikpressen und in Verbindung mit einem umfangreichen Bauwerksmonitoring vorgesehen.

Fazit

Die Planung der unterirdischen Bauwerke am Hauptbahnhof ist eine anspruchsvolle Aufgabe. Neben den genannten technischen Besonderheiten der Planung gibt es eine Reihe weiterer Randbedingungen, mit denen umzugehen ist: Im Umfeld und im Baufeld befinden sich unterschiedlichste Bauwerke mit unterschiedlichen Eigentumsverhältnissen; unklarer Bestand wegen fehlender Bestandsunterlagen; Schadstoffbelastungen des Bestands; geringer Platz für Baustelleneinrichtungs- und Lagerflächen; eine Vielzahl von Schnittstellen, die im Auge behalten und bedient werden müssen.

Literatur

- [1] Listl, R.: 2. SBSS – Station Marienhof: Aktuelle Bautätigkeiten und konstruktive Besonderheiten an Münchens derzeit tiefster Baustelle; Vortrag 28. Münchner Massivbau Seminar; München: 2024
- [2] Müller, J.-R.: 2. S-Bahn-Stammstrecke in München: Bauabschnitt Ost und erste laufende Maßnahmen in den westlichen Streckenabschnitten; Vortrag 25. Münchner Massivbau Seminar; München; 2021
- [3] Wimmer, A., Wieser, M.: 2. S-Bahn-Stammstrecke München, Bauabschnitt Tunnel West mit Hauptbahnhof - aktueller Stand der Planung und Bauausführung; Vortrag 7. Münchner Tunnelbau Symposium; München; 2022

BERGMEISTER

innovative & responsible engineering

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU

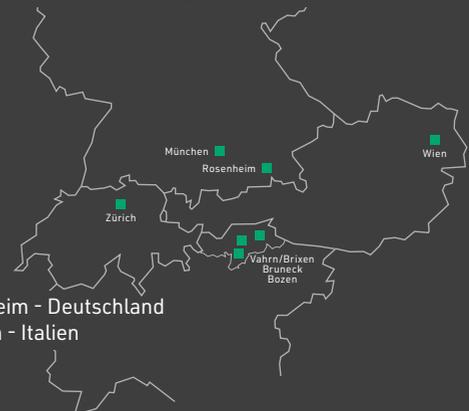
HOCHBAU & BAUMANAGEMENT

INFRASTRUKTUREN & UMWELTTECHNIK

ENERGIE & VERSORGUNGSTECHNIK

SICHERHEIT & BRANDSCHUTZ

FORSCHUNG & ENTWICKLUNG



Bergmeister Ingenieure GmbH, München, Rosenheim - Deutschland

Bergmeister GmbH, Vahrn/Brixen, Bruneck, Bozen - Italien

Bergmeister ZT GmbH, Wien - Österreich

Bergmeister + Partner AG, Zürich - Schweiz

www.bergmeister.eu

Besser werden Besser sein Besser BSR

BSR

BPR

Dr. Schäpertöns Consult

BSR

SRP

SCHNEIDER+PARTNER

BSR

K+S

Ingenieur-Consult

Neuer Abschnitt der U6 München nach Martinsried - U-Bahnhof unterm Mikroskop

<https://doi.org/10.14459/mbs29.12>

Florian König, Anna Reitenspieß



Florian König, M.Sc.

2016 B.Sc. Bauingenieurwesen; TUM

2019 M.Sc. Bauingenieurwesen; TUM

seit 2019 Bauingenieur Ingenieurbüro GRASSL GmbH



Anna Reitenspieß, M.Sc.

2014 B.Sc. Bauingenieurwesen; TUM

2017 M.Sc. Bauingenieurwesen; TUM

seit 2017 Bauingenieurin Ingenieurbüro GRASSL GmbH

Die Streckenverlängerung der Münchner U-Bahnlinie U6 nach Martinsried erschließt ein bedeutendes Forschungsareal der Ludwig-Maximilians-Universität LMU, des Innovations- und Gründerzentrums Biotechnologie IZB und des Max-Planck-Instituts MPI. Der besondere Ort verlangt nach einer besonderen Gestaltung: Die unterirdische Station wurde im Rahmen eines Gestaltungswettbewerbs als Sichtbetonbau mit freiformgeometrischen Öffnungen und Stempeln entworfen, die eine zellartige Struktur wie unter dem Mikroskop erzeugen und den biotechnologischen Kontext architektonisch aufgreifen. Die Umsetzung dieses gestalterisch anspruchsvollen Entwurfs erforderte ein enges Ineinandergreifen der Entwürfe von Architekt und Ingenieur. Bereits in den frühen Planungsphasen wurden Tragwerksplanung, technische Ausrüstung und Architektur integrativ abgestimmt. Die freigeformte Geometrie wurde iterativ optimiert, um sowohl gestalterische als auch statisch-konstruktive Anforderungen zu erfüllen. Die BIM-basierte Planung ermöglichte eine präzise Positionierung der Öffnungen mittels Skript, eine achsbasierte Modellierung des gesamten Tunnelabschnitts sowie die Ableitung von Ausführungsplänen und Einbauteillisten. In der Ausführungsphase wurden Musterabschnitte zur Erprobung der Sichtbetonqualität erstellt und verschiedene Schalungstechniken getestet.

The extension of Munich's U6 subway line to Martinsried opens up an important research area for LMU and the Max Planck Institute. This special location calls for a special design: as part of a design competition, the underground station was designed as an exposed concrete structure with free-form geometric openings and stamps, creating a cell-like structure reminiscent of a microscope and architecturally reflecting the biotechnological context. The implementation of this architecturally challenging design required close cooperation between the architect and engineer. Structural design, technical equipment and architecture were coordinated in an integrated manner early on in the planning phases. The free-form geometry was iteratively optimized to meet both design and structural requirements. BIM-based planning enabled precise positioning of the openings using scripts, axis-based modeling of the entire tunnel section and the derivation of final plans and installation part lists. During the implementation phase, sample sections were created to test the quality of the exposed concrete and various formwork techniques were tested.

Einleitung

Ein besonderer Ort verlangt nach einer besonderen Lösung – und genau das wurde in Martinsried geschaffen.

Mit der Verlängerung der U-Bahnlinie U6 entsteht im Südwesten Münchens nicht nur ein rund ein Kilometer langer Tunnel mit neuer Station – sondern ein herausragendes Beispiel für integrale Planung, innovative Gestaltung und technische Präzision.

Die neue Station liegt mitten im Forschungsareal der Ludwig-Maximilians-Universität LMU, des Innovations- und Gründerzentrums Biotechnologie IZB und des Max-Planck-Instituts MPI in Martinsried – einem Ort, an dem Wissenschaft auf höchste Anforderungen trifft. Um den empfindlichen Forschungsbetrieb nicht zu stören, wird der Tunnel mit einem Masse-Feder-System ausgestattet, das Übertragung von Vibrationen in die Umgebung minimiert.

Der Tunnel beginnt im Anschluss an die Station Klinikum Großhadern noch im Stadtgebiet München und verlässt die Stadt auf halber Strecke bis er Martinsried erreicht. Dabei durchfährt der Tunnel eine ehemalige Kiesgrube, die nach dem 2. Weltkrieg als Deponie verfüllt wurde – eine geologisch und bautechnisch anspruchsvolle Ausgangslage.

GRASSL beginnt 2020 als Generalplaner mit der Objekt- und Tragwerksplanung für die Ingenieurbauwerke und mit der Objektplanung Verkehrsanlagen der U-Bahn und der Straßen auf der Oberfläche von den Leistungsphasen 2 bis 7 auf Basis des 1. Planfeststellungsbeschlusses von 2013.

Nach dem Abschluss der Vorplanung und der Einreichung eines Planänderungsantrags, hat die Vorhabenträgerin einen Gestaltungswettbewerb für die unterirdische Station und der Zugänge durchgeführt. Der Siegerentwurf sieht Sichtbetonflächen ohne vorgehängte Verkleidungen vor. Die technische Ausrüstung muss in die Stahlbetonkonstruktion integriert werden. Öffnungen und Stempel in der Decke sind geometrisch als Freiformen beschrieben. In Summe gibt es 13 Öffnungen und 61 Stempel in der 120 m langen Decke. Die Öffnungen übernehmen die Funktion der Tagesbelichtung und Entrauchung im Brandfall. Die Stempel sorgen für künstliches Licht und eine bessere Akustik.

Spätestens zu diesem Zeitpunkt müssen die Parallelplanungen Ingenieurbau und Tragwerk sowie Architektur zu einer integralen Planung verzahnt

werden. Diese interdisziplinäre Zusammenarbeit von Bauingenieuren und Architekten bereits in den frühen Planungsphasen ist die Voraussetzung dafür, dass der preisgekrönte Gestaltungsentwurf termingerecht und ressourcenschonend umgesetzt werden kann.

Tragwerks- und bauausführungsrelevante Kriterien werden in der integrierten Ingenieurbau-, Tragwerks und Architekturplanung des Unterirdischen Bahnhofs ebenso erfüllt wie die soziokulturellen Aspekte der Gestaltung. Zu einer zuverlässigen und wirtschaftlichen baupraktischen Umsetzung des Gestaltungsentwurfs wird die Gestaltungsplanung entsprechend der relevanten Kriterien optimiert. Im Rahmen der Entwurfsplanung werden die Anordnung optimiert und die Geometrie der Zellen vereinfacht.

Im Folgenden wird herausgearbeitet, welche Herausforderungen bei der Planung des Bauwerks gemeistert werden müssen und worauf zu achten ist, wenn Gestaltung und Funktion in Einklang zu bringen sind.

Einklang von Gestaltung und Funktion

Die Abb. 2 zeigt die Entwicklung des Deckenspiegels der Stationsdecke während der Planung in vier Schritten. Ursprünglich war für das Projekt eine funktional orientierte Deckenkonstruktion mit vier rechteckigen Entrauchungsöffnungen vorgesehen. Diese Öffnungen dienten primär der technischen Erschließung und waren in ihrer Form und Position klar definiert (Abb. 2, a). Im Rahmen eines nachgelagerten Gestaltungswettbewerbs (Abb. 2, b) wurde der Entwurf grundlegend überarbeitet. Der neue gestalterische Ansatz sah eine Vielzahl freiförmiger Öffnungen und Nischen vor, die der Decke ein amorphes Erscheinungsbild, wie eine Zellstruktur unterm Mikroskop (Abb.1) verleihen sollten. Glatter Sichtbeton bildet die Grundlage für diese Idee. Die Freiformen greifen den Kontext des Standorts – Forschungsschwerpunkt Biotechnologie – auf und übertragen ihn in die architektonische Sprache.



Abb. 1: Leben unter dem Mikroskop, Bildquelle: depositphotos.com

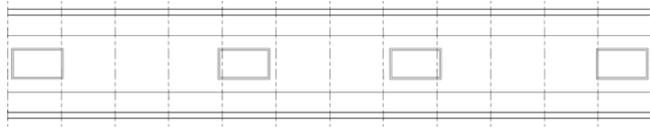
In einer ersten Iteration (Abb.2, c) wurden wesentliche Anpassungen in Bezug auf die Tragwirkung der einachsig gespannten Decken durchgeführt.

- Ausbildung deckengleicher Stege von Wand zu Wand
- Maximale Blocklängen von 20 m
- Mindestabstände zwischen den Öffnungen und Nischen und von den Blockfugen
- Reduktion der Überschüttungshöhe

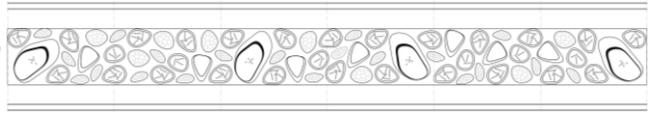
In einer zweiten Iteration (Abb. 2, d) folgten weitere Optimierungen in Bezug auf den Kraftfluss. Somit konnten Spannungsspitzen und stark ausgenutzte Bereiche noch weiter reduziert werden.

- Verformungen und Verschiebungen der Zellen
- Gezielte Minimierung von Querschnittschwächungen in hoch beanspruchten Bereichen

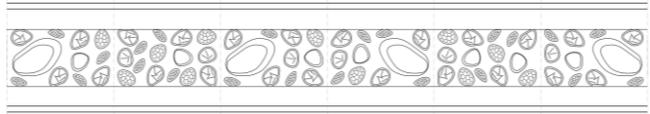
Neuer Abschnitt der U6 München nach Martinsried - U-Bahnhof unterm Mikroskop



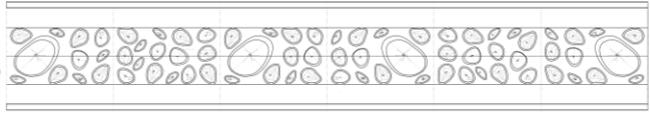
a) Unterteilung in Blöcke



b) Die Zellen entstehen



c) Die Zellen entzerren sich



d) Die Zellen verformen sich

Abb. 2: Entwicklung Deckenspiegel im Zuge der integrierten Ingenieurbau-, Tragwerks- und Architekturplanung: Ursprünglicher Deckenspiegel (a), Ergebnis Gestaltungsentwurf (b), 1. Iteration Angleichen Gestaltung und Funktion (c), 2. Iteration Angleichen Gestaltung und Funktion (d)

Das organisch-zellulare Design inspiriert den Entwurf nicht allein visuell. Maximaler Selbsterhalt durch Einfachheit spielt auch in der Anordnung der Teile zueinander eine Rolle. Durch die in den Rohbau integrierte Gestaltungsidee ist die Konstruktion direkt zugänglich und gut zu erhalten.

Das Konzept der Bewehrungsführung sieht eine Tragbewehrung oberhalb der Nischen vor. Die Tragbewehrung wird deshalb nur durch die Öffnungen getrennt. In den Stegen zwischen den Stempeln muss die Rissbreite begrenzt werden. Dazu dient eine Rissbreitenbewehrung.

Die Revision ist durchweg gegeben, ohne – wie sonst im U-Bahnbau üblich – die Fassaden und abgehängten Decken zur Inspektion der Konstruktion großflächig zu entfernen.

Bei einer Sichtbetondecke müssen die Leitungen für die Betriebstechnik im Konstruktionsbeton verlegt werden. Die Herausforderung besteht darin, dass deshalb bereits für die Planung des Ingenieurbauwerks alle geplanten Leitungen und Auslässe im Detail berücksichtigt werden müssen. Durch den iterativen Planungsprozess und Kommunikation der Belange auf Augenhöhe zwischen den Fachgewerken Ingenieurbau, TGA, Architektur, Lichtplanung sowie Brandschutz konnte die funktionsfähige Deckengestaltung im Einklang bestimmt werden.

Die Sichtbetonklasse der Deckenuntersicht ist SB3 mit SHK3 und AF4. Gem. DBV-Merkblatt Sichtbeton wurde ein Musterabschnitt zur Erprobung ausgeschrieben. Die Erprobung erfolgt anhand eines Musterabschnitts an einem Tunnelquerschnitt im Maßstab 1:1. Zusätzlich dazu wurden bereits im Zuge der Planung Schalungsmusterpläne erstellt. Die Optimierung der Konstruktion sowie die große Planungstiefe haben die bautechnische Realisierbarkeit mit vertretbarem Aufwand hinsichtlich Termine und Kosten ermöglicht.

Anwendung der BIM-Methode

Die wesentlichen Gestaltungselemente der zellförmigen Licht- und Entrauchungsöffnungen sowie Deckenstempel weisen mehrere Besonderheiten auf. Die Schächte der Öffnungen verjüngen sich von unten nach oben, haben eine veränderliche Wandstärke und ihre Oberkante ist nicht horizontal. Die Grundgeometrie der Lichtöffnungen unterscheidet sich zudem von den Entrauchungsöffnungen. Um die stark veränderliche Geometrie bei der Ausführungsplanung zutreffend und effizient abbilden zu können, wurde die Planung mit einem digitalen Bauwerksmodell erbracht. So ist es mit wenig Aufwand auch möglich beliebig viele Hilfsschnitte für die Bewehrungs- und Schalplanung zu erzeugen und die Planung der Fachgewerke zu integrieren. Die Übergabe der Geometrie an den Schalungsbauer wird durch die Übergabe des 3D-Modells deutlich erleichtert.

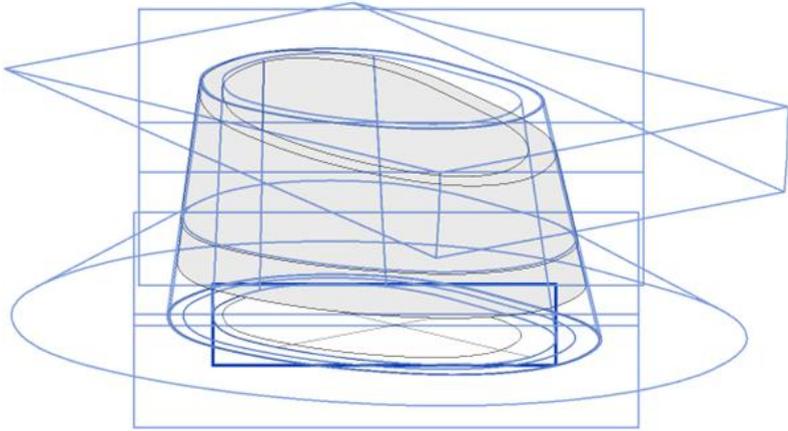


Abb. 3: Zusammensetzung der Geometrie einer Entrauchungsöffnung im Revit-Modell

Eine Herausforderung bei der Umsetzung der Planung war die vom Architekten zur Verfügung gestellte 3D-Geometrie, für deren Erstellung NURBS (Non-uniform rational B-Splines) verwendet wurden. Die Software zur Erstellung der Schal- und Bewehrungsplanung (Autodesk Revit 2022) unterstützt NURBS nur eingeschränkt und bietet keine Werkzeuge für die Modellierung von NURBS. Beim Export der Geometrie in das Übergabeformat für die Schalplanung wurden die NURBS automatisch in Kreisbögen und Geraden umgewandelt. Hierdurch entstehen Knicke und Abweichungen von der Originalgeometrie von bis zu 2 cm. Um dies zu beheben wurde die Grundform geglättet. Es wurden korrigierte Kanten und Hilfskanten aus Radien und Geraden erstellt, aus denen die 3D-Geometrie neu erzeugt wurde. Minimale Knicke konnten akzeptiert werden. Die Oberflächen wurden bewusst einfach gekrümmt gewählt, um eine baupraktisch vorteilhafte Geometrie zu erhalten. Somit kann die Schalhaut aus konventionellen Materialien hergestellt werden.

Die Positionierung der Zellen erfolgte mittels eines Dynamo-Skripts. Ihre Ausrichtung erfolgt an Referenzpunkten und -achsen. Das Skript ermöglicht eine präzise und beschleunigte Positionierung und ggf. eine vereinigte, nachträgliche Anpassungsmöglichkeit.

Im Zuge der BIM-Planung wurde darüber hinaus der gesamte Tunnelabschnitt achsbasiert modelliert. Hierzu zählt sowohl der Rohbau des Tunnels als auch das Masse-Feder-System und weitere Einbauten, wie Geländer und Kabelkanäle. Hierdurch konnte eine wirtschaftliche Bearbeitungsweise der Planung erzielt werden. Die Implementierung der rohbaurelevanten Fachplanung in das Bauwerksmodell ermöglichte zudem die Prüfung auf Kollisionen und Übereinstimmung an Schnittstellen.

Die Erstellung der Schalpläne erfolgte vollständig aus der Planableitung des Modells. Je Schachtgeometriety (und Stempelgeometriety) wurde ein gesonderter Detailplan erstellt. In den Schalplänen sind die Detailgeometrien über den definierten Mittelpunkt und deren Achsen verortet. Aufgrund der BIM-Bearbeitung war es möglich Absteckpunkte und Einbauteillisten automatisiert zu erstellen.

Einblicke in die Ausführungsphase

Zur Optimierung und Verifizierung der Sichtbetonausführung wurden ein Musterabschnitt erstellt, an dem die Schalungsprinzipien, die Intarsien in drei Varianten und die Schalung für die Stempel erprobt werden konnten. Zur Festlegung der geeigneten Schalung der Deckenstempel wurden von der Baufirma sechs Muster mit unterschiedlicher Schalungstechnik und Schalhaut erstellt. Beim ersten Muster konnte die Schalung eines Stempels auch unter einer Last von mehreren Tonnen nicht zerstörungsfrei aus der Nische entnommen werden. Im Zuge der weiteren Versuche konnte eine optimale Schalungstechnik erzielt werden.

Neuer Abschnitt der U6 München nach Martinsried - U-Bahnstation unter dem Mikroskop



a) Ansicht einer 20m langen Wand im Stationsbereich mit Intarsien „Martinsried“



b) Luftbild Bewehrung einer Decke



c) Schalung von zwei Öffnungen



d) Luftbild auf Station im Bauzustand



e) Ausschalbild von unten

Abb. 4: Ansicht 20m lange Wand Stationsbereich mit Intarsien „Martinsried“ (a), Luftbild Bewehrung einer Decke (b), Schalung zweier Öffnungen (c), Luftbild auf Station Bauzustand (d), Ausschalbild von unten (e); Bilder: LEONHARD WEISS

Bei dicken Bauteilen ist anzustreben eine geringe Wärmeentwicklung bei einer verzögerten Festigkeitsentwicklung zu erzielen. Gleichzeitig soll für eine gleichmäßige Betonfarbe so früh wie möglich ausgeschalt werden. Für eine gleichbleibende Betonfarbe soll weiterhin die Betonrezeptur nicht verändert werden. Zur Sicherstellung einer gleichbleibenden Rezeptur wurde eine langsam erhärtende Betonsorte aus Reinzement ohne Flugasche verwendet. Die maximalen Bauteiltemperaturen in Probekörpern lagen bei winterlichen Temperaturen unter 50°C mit dem Ziel bei sommerlichen Temperaturen 60°C nicht zu übersteigen.

Nachhaltigkeit

Nachhaltigkeit basiert auf drei zentralen Bereichen – auch Säulen der Nachhaltigkeit genannt: ökologisch, sozial und ökonomisch.

Die ökologische Dimension umfasst ressourcenschonendes Bauen welches im Projekt mit minimalem Materialeinsatz, energieeffizienter Tageslichtbeleuchtung und geringer Grundwasserbeeinträchtigung umgesetzt werden konnte. Eine optimierte Baulogistik, die Sperrungen von öffentlichen Verkehrswegen (Straßenverkehr, Rad- und Fußgängerverkehr und ÖPNV) vermeidet, reduziert CO₂-Emissionen, die durch Umleitungen oder Ausweichen auf PKWs entstehen würden. Sozial nachhaltig ist das Projekt durch barrierefreie Zugänge, den Verzicht auf Stützen am Bahnsteig, was das Sicherheitsgefühl erhöht. Ein weiterer wesentlicher Aspekt der soziokulturellen Kriteriums ist die Integration der begrünten Bahnhofsdecke ins Ortsbild. Der durch den Tunnel und das Masse-Feder-System gegebene Schallschutz und die wetterunabhängige Taktung steigern die Lebensqualität. Ökonomisch überzeugt die Planung durch eine robuste, wartungsfreundliche Bauweise und die Nutzung von Erfahrungswerten aus dem Bestand der SWM. Die Anbindung von Forschungseinrichtungen wie LMU und MPI fördert die Forschung und stärkt die lokale Wirtschaft. Zudem ist eine spätere Streckenerweiterung ohne erhebliche Umbaumaßnahmen möglich.

Fazit

In einem interdisziplinären Abstimmungsprozess wurde der Deckenspiegel des U-Bahnhofs wie unter dem Mikroskop als Referenz zum Biotechnologiepark südwestlich von München im Planegger Ortsteil Martinsried entworfen. Ziel war es, einen Einklang zwischen Gestaltung und Funktion herzustellen. Die freiförmigen Öffnungen wurden in ihrer Anzahl und Geometrie optimiert, sodass sie sowohl den gestalterischen Anspruch als auch die technischen und ökonomischen Anforderungen erfüllen konnten. Dabei kam die BIM-Methode zum Einsatz, um die komplexe Aufgabe effizient und baupraktisch sinnvoll zu lösen.

Das Ergebnis ist eine Deckenstruktur, die durch ihre Gestaltung überzeugt und die vielfachen Funktionen – wie Beleuchtung mit Tages- und künstlichem Licht, Belüftung, Entrauchung und Akustik in integraler Weise vollumfänglich erfüllt. Der aktuelle Stand der baulichen Umsetzung ist der Beleg für die Bedeutung einer frühzeitigen und einer eng verzahnten Zusammenarbeit zwischen Ingenieurbau, Tragwerksplanung, Architektur und Gebäudeausstattung insbesondere bei öffentlichen Infrastrukturprojekten mit hoher Relevanz der Gestaltung und städtebaulichen Einbindung.

A photograph of a construction site showing several large, cylindrical concrete columns. The columns are wrapped in white protective material. In the background, there are construction materials, scaffolding, and a concrete wall. The scene is brightly lit, likely by artificial lights.

HIT-PUNCHING & HIT-SHEAR

Verstärkungslösungen im Beton

Einfach, zuverlässig, wirtschaftlich

Veränderte Nutzungen oder gestiegene Sicherheitsanforderungen machen bei vielen Bauwerken eine nachträgliche Verstärkung notwendig. Hilti bietet mit den zugelassenen Systemen HIT-Shear und HIT-Punching leistungsstarke Lösungen zur Querkraft- und Durchstanzverstärkung von Betonbauteilen nach Eurocode 2. Das durchdachte Gesamtsystem umfasst die kostenfreie Bemessung mit PROFIS Engineering, eine einfache Ausführung mit einstufigem Bohrverfahren, abgestimmtes Zubehör wie Detektionssysteme und Hohlbohrer sowie technische Unterstützung von der Planung bis zur Baustelle.



Mehr
Informationen
zu den Hilti
Verstärkungs-
systemen

Inserentenverzeichnis

Adolf Würth GmbH & Co. KG	38
bauart Konstruktions GmbH & Co. KG	53
Dr. Baumgärtner GmbH.....	67
Bergmeister Ingenieure GmbH.....	143
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG.....	144
Büchting + Streit AG.....	106
Dlupal Software GmbH.....	25
Grimm und Partner Beratende Ingenieure PartGmbH.....	119
Haumann & Fuchs Ingenieure AG	104
henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH.....	118
Hilti Deutschland AG	157
ISP - Scholz Beratende Ingenieure AG.....	94
Konstruktionsgruppe Bauen AG.....	26
Technische Universität München, MPA BAU/Massivbau.....	54
SOCOTEC Deutschland Holding GmbH.....	131
SSF Ingenieure AG.....	132
Suess Staller Schmitt Ingenieure GmbH.....	14
SuessCo Sensors GmbH.....	13
Steeltec AG	84
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG	120
WTM Engineers GmbH	105
ZM-I München GmbH.....	68

Digitale Version zum Download

Ergänzend zur gedruckten Fassung steht Ihnen zeitnah vor der Veranstaltung der vorliegende Tagungsband kostenfrei zum Download bereit. Nutzen Sie hierfür den Link oder scannen Sie den QR-Code.

<https://www.doi.org/10.14459/mbs29>



Auf ein Wiedersehen am 27. November 2026
beim 30. Münchener Massivbau Seminar!