

26. Münchener Massivbau Seminar

25. November 2022



Leitung

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

© Förderverein Massivbau der TU München e.V. 2022

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 diesen Tagungsband ermöglicht haben. Zudem möchten wir den beteiligten Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des Lehrstuhls für Massivbau, Frau *Annelise Spitzauer*, Frau *Klara Winter* und Herrn *Johannes Fröse*, sowie der *Offsetdruck Fischer GmbH* in Kirchheim für die Zusammenstellung und Drucklegung des Tagungsbands 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 anlässlich unseres 26. Münchener Massivbau Seminars 2022 an der Technischen Universität München (TUM) begrüßen zu dürfen.

Der Förderverein für Massivbau der TU München e.V. und der Lehrstuhl für Massivbau richten in diesem Jahr wieder das Münchener Massivbau Seminar (MBS) aus – schon im 26. Jahr! 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 dem ursprünglichen Ansatz im Kern treu geblieben: mit praxisrelevanten Beiträgen sowie aktuellen Entwicklungen aus Forschung, Planung und Bauausführung der verschiedenen Bereiche des Massivbaus wollen wir forschende, planende und ausführende Ingenieurinnen und Ingenieure aus dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau ansprechen.

In 2022 kann nun die jährlich am letzten Freitag im November stattfindende Veranstaltung wieder in gewohnter Weise stattfinden. Daher freue ich mich ganz besonders auf die diesjährigen interessanten Vorträge, auf viele anregende Gespräche mit einem intensiven und fruchtbaren fachlichen Austausch sowie auf die erfolgreiche Fortsetzung der Zusammenkunft der Massivbauerinnen und Massivbauer an

der TUM. Unser Seminar soll dabei auch wieder die Brücke zwischen der Wissenschaft und der Praxis schlagen und als gemeinsame Plattform die Diskussion innovativer und ganzheitlicher Ingenieurlösungen anregen. Unsere 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.

Unsere Referentinnen und Referenten aus Forschung und Praxis berichten über die Fortschreibung des Regelwerks 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 und Ertüchtigung der bestehenden Bausubstanz. Zudem erhalten Sie wieder einen Einblick in laufende Forschungsvorhaben, Pilotanwendungen und aktuelle Entwicklungen am Lehrstuhl für Massivbau und der angegliederten experimentellen Forschungseinrichtung, dem Laboratorium für Konstruktiven Ingenieurbau (LKI) sowie dem Materialprüfungsamt für das Bauwesen (MPA BAU). Der vorliegende Tagungsband enthält eine Schriftfassung der Vorträge und steht darüber hinaus in digitaler Form zum Download zur Verfügung (siehe vorletzte Seite).

Auf der Abendveranstaltung wird traditionell auch der mit 2 500 € dotierte Münchener Massivbau-Preis durch den Vorsitzenden unseres Fördervereins, Herrn Prof. Willberg, 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.

Bei allen Vortragenden, bei den Verfassern der Seminarbeiträge, den ausstellenden Firmen, allen Unterstützern und Mitgliedern unseres Fördervereins 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 Erstellung des Tagungsbandes finanziell unterstützen.

- ▷ Adolf Würth GmbH & Co. KG
- ▷ Bayerische Ingenieurekammer-Bau
- ▷ Bergmeister Ingenieure GmbH
- ▷ BBV Systems GmbH
- ▷ BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG
- ▷ Büchting + Streit AG
- ▷ Dr. Baumgärtner GmbH
- ▷ Ernst & Sohn Wiley
- ▷ henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH
- ▷ Ingenieure ohne Grenzen e.V.
- ▷ ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG
- ▷ Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten
- ▷ SCHWENK Zement GmbH & Co. KG
- ▷ SOFiSTiK AG
- ▷ SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH
- ▷ Springer-Verlag GmbH
- ▷ SSF Ingenieure AG

- ▷ Technische Universität München, MPA BAU, Abt. Massivbau
- ▷ Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
- ▷ WTM Engineers GmbH
- ▷ Zilch + Müller Ingenieure GmbH
- ▷ ZPP Ingenieure AG

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 „Massivbauerinnen und Massivbauer“ 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 24. November 2023, anlässlich des 27. Münchener Massivbau Seminars an der TUM zu besuchen. Merken Sie sich bitte den Termin vor und bleiben Sie uns gewogen.

gez. Oliver Fischer

München, im November 2022

Inhalt

Neue Nachweisformate in der 2. Generation von Eurocode 2	7
Josef Hegger, Maximilian Schmidt	
Herausforderung klimaneutraler Betonbau bis 2045 – Konzeptionelle Ansätze und Strategien des DAfStb	21
Rolf Breitenbücher, Udo Wiens	
TUM Hyperloop – Realisierung eines vollfunktionsfähigen Prototyps mit einer luftdichten 24m Röhre aus Hochleistungsbeton	35
Raphaella Schiburr, Oliver Fischer	
Interaktion von Stahlfasern und Durchstanzbewehrung im Bereich des Decken-Stützen-Knotens von Flachdecken ..	47
Sören Faustmann, Oliver Fischer	
Entwicklung eines Verkehrslastmodells für Ingenieurbauwerke des Münchener U-Bahnnetzes.....	59
Thibault Tefho, Marcel Nowak, Oliver Fischer, Philipp Tamm, Markus Schöning	
Additive Fertigung von Beton im Extrusionsverfahren – ausgewählte Pilotprojekte und Bewehrungsstrategien beim 3D-Druck.....	69
Freek Bos	

Neuartiger Vergussstoß mit ultrahochfestem, faserverstärktem Beton für feuerverzinkte integrale Rahmenbrücken in Verbundbauweise	83
Martin Mensinger, Oliver Fischer, Florian Oberhaidinger, Lukas Stimmelmayr	
Yarmag-Bridge-Project – Herausforderungen und Besonderheiten bei der Realisierung	101
Christian Neubauer	
Hochbauprojekt BSCW, München – weitgespannte Tragstrukturen im Materialverbund	111
Andreas Pürgstaller	
Anwendung von Stahlfasern im Tunnelbau	123
Peter-Michael Mayer, Dominik Hörrle, Christoph Niklasch	
Grundsätze und Erfahrungsstand zur Ringspaltverfüllung im maschinellen Tunnelbau	133
Paul Gehwolf	
B2 Tunnel Starnberg – eine besondere Maßnahme und ihre statisch-konstruktiven und bautechnischen Herausforderungen	141
Martin Zeindl, Herwig Ludwig, Franz-Hubertus Beck	
Inserentenverzeichnis	161
Digitale Version zum Download	163

Neue Nachweisformate in der 2. Generation von Eurocode 2

Josef Hegger, Maximilian Schmidt



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

1973-79 Studium Bauingenieurwesen,
RWTH Aachen
1984 Promotion am Lehrstuhl für Massivbau,
TU Braunschweig
1985-93 Technischer Angestellter Philipp
Holzmann AG, Frankfurt
Seit 1993 Professur Lehrstuhl für Massivbau
und Leiter des Instituts für Massivbau
der RWTH Aachen
Seit 1994 Prüflingenieur für Baustatik in der
Fachrichtung Massivbau
Seit 2009 Obmann des DIN-
Spiegelausschusses NA 005-07-01 (Euro-
code 2) und des DAfStb-Ausschusses Be-
messung und Konstruktion
Seit 2009 Deutscher Vertreter in
CEN/TC250/SC2 und
CEN/TC250SC2/WG1



Maximilian Schmidt, M.Sc. RWTH

2012-16 Duales Bachelorstudium Bauingeni-
eurwesen mit Ausbildung zum Kanalbauer,
FH Frankfurt
2016-18 Masterstudium Bauingenieurwesen,
RWTH Aachen
Seit 2018 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am
Lehrstuhl für Massivbau RWTH Aachen

Zur Harmonisierung der Baunormung in den verschiedenen Mitgliedsstaaten und zur technischen Weiterentwicklung der Bemessungsvorschriften hat die Europäische Kommission das Europäische Komitee für Normung (CEN) aufgefordert, alle Eurocodes an die aktuellen technischen Entwicklungen anzupassen (Mandat 515). In diesem Zusammenhang wurden in den technischen Ausschüssen CEN/TC250/SC2 und CEN/TC250/SC2/WG1 alle Bemessungs- und Konstruktionsregeln überprüft, überarbeitet und erweitert. Neben den Erweiterungen für Stahl- und Spannbeton, nichtmetallische Bewehrung und Bauen im Bestand wurden unter anderem die Bemessungsansätze Querkraft- und Durchstanzen verbessert sowie die Bemessung der Übergreifungen und Verankerungen erweitert. In diesem Beitrag wird ein Überblick über die Neuerungen und Anpassungen in der zweiten Generation von Eurocode 2 gegeben.

In order to harmonize building construction standards in the various member states and for the further technical development of the design codes, the European Commission has requested the European Committee for Standardization (CEN) to adapt all Eurocodes to current technical developments (Mandate 515). In this context, the technical committees CEN/TC250/SC2 and CEN/TC250/SC2/WG1 reviewed, revised and extended all design rules. In addition to the extensions for reinforced and prestressed concrete, non-metallic reinforcement and existing structures, the design approaches for shear and punching have been improved and the design of laps and anchorages has been extended. This publication gives an overview of the new features and adaptations in the second generation of Eurocode 2.

Einleitung

Der Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1) stellt eine der wichtigsten Bemessungsgrundlagen für die Stahl- und Spannbetonbauweise in Deutschland dar. Die Inhalte der aktuellen Fassung des Eurocode 2 (1. Generation) wurden auf Basis des Kenntnisstandes und der Erfahrungen aus den Jahren vor 2004 erarbeitet. Die Einführung des Eurocode 2 in Deutschland erfolgte in 2012 und wird nun bereits seit 10 Jahren erfolgreich angewendet (Abb. 1). Allerdings sind die technischen Inhalte zum heutigen Zeitpunkt bereits

über 20 Jahre alt. Um die Zukunftsfähigkeit der Stahl- und Spannbetonbauweise durch weiterentwickelte Bemessungsregeln sicherzustellen, ist eine regelmäßige Überarbeitung notwendig. Neben einer Harmonisierung der Baunormung der europäischen Mitgliedsstaaten, soll die technische Weiterentwicklung der Bemessungsregeln eine an den aktuellen Stand der Technik angepasste und effiziente Bauweise ermöglichen, wie sie auch zum Erreichen der gesetzten Klimaziele erforderlich ist.

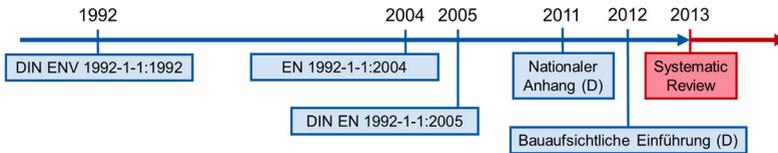


Abb. 1: Zeitstrahl zum aktuellen Eurocode 2 der 1. Generation

Um die Weiterentwicklung der technischen Normen des Bauwesens zu ermöglichen, wurden durch das Mandat M/515 mehrere Projektteams damit beauftragt, die bestehenden Eurocodes zu überarbeiten. Ausgangspunkt war in 2013 das sog. „Systematic Review“, wobei alle Mitgliedsstaaten aufgefordert waren, ihren Änderungs- und Erweiterungsbedarf zu benennen. In den darauffolgenden Jahren erfolgte eine intensive Überarbeitung der Bemessungsregeln in 10 Task Groups (Arbeitsgruppen) und drei Projektteams. Die Koordination der Arbeiten erfolgte in 35 zweitägigen Treffen von TC250/SC2/WG1 und ebenfalls 25 eintägigen Sitzungen von TC250/SC2. Zur Verdeutlichung des Umfangs sei noch erwähnt, dass sich die Projektteams 10–15-mal trafen und die Task Groups 15–20-mal. Begleitet wurden die Beratungen durch Sitzungen des nationalen Spielgelausschusses (2–3 Sitzungstage pro Sitzung), um die nationalen Vorgaben zu formulieren.

Nach zwei vorgeschalteten Einspruchsrunden mit mehr als 10.000 Einsprüchen startete im September das offizielle Einspruchsverfahren (CEN – Enquiry) auf Basis von Draft D7 [1], der ca. 4.500 Kommentare (60% technisch / 40% editorieil) erhielt. Diese Kommentare wurden im ersten Halbjahr durch die Taskgroups (TGs) und WG1 bearbeitet und beantwortet. Danach wurde bis Ende August 2022 der Entwurf des Eurocode finalisiert (FprEN1992-1-1 bzw. FprEC2), der die Grundlage für das im März 2023 stattfindende finale Abstimmungsverfahren (CEN – Formal Vote) darstellt.

Während der gesamten Überarbeitungsphase seit 2013 haben die nationalen Spiegelausschüsse von DIN und DAfStb die Arbeiten auf internationaler Ebene begleitet und bewertet, um die nationalen Interessen einzubringen. Der deutsche Spiegelausschuss für DIN EN 1992-1-1 (DIN NA 005-07-01), unter der Leitung von Obmann Prof. Josef Hegger, hat in den insgesamt drei Einspruchsphasen rund 800 Einsprüche erarbeitet und eingebracht, um die deutschen Interessen so weit wie möglich durchzusetzen.

Zeitplan bis zur bauaufsichtlichen Einführung des neuen EC2

Auf Basis des finalen Entwurfs (final draft – FprEC2) ist geplant schon im Herbst 2022 die Arbeiten zur Erstellung eines Nationalen Anwendungsdokumentes für Deutschland (NA(D)) zu beginnen, bevor im März 2023 das Ergebnis der Abstimmung durch die EU-Mitgliedsstaaten (Formal Vote) über den Entwurf des Eurocode 2 vorliegt. Bei einem positiven Votum zugunsten des neuen EC2 ergeben sich drei durch CEN vorgeschriebene Termine für die neue Norm (in Abb. 2 als DOA – *Date of Availability*, DOP – *Date of Publication* und DOW – *Date of Withdrawal* gekennzeichnet). Spätestens zum DOA – *Date of Availability* (März 2026) müssen die Nationalen Anwendungsdokumente inkl. des Grunddokumentes bei CEN vorliegen und spätestens zum DOP – *Date of Publication* (September 2027) muss der neue Eurocode 2 bauaufsichtlich eingeführt sein. Im März 2028 zum DOW – *Date of Withdrawal*, müssen schließlich alle dem Eurocode 2 der 2. Generation widersprechenden Dokumente auf nationaler Ebene zurückgezogen sein.

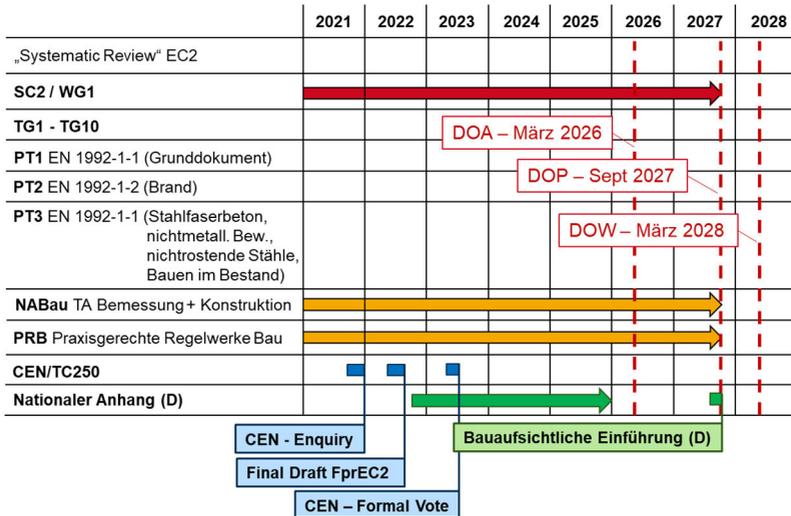


Abb. 2: Zeitplan bis zur bauaufsichtlichen Einführung des Eurocode 2 der 2. Generation in Deutschland

Um diesen Termin einzuhalten, ist spätestens im März 2025 ein Gelbdruckverfahren zum nationalen Anhang mit entsprechender Einspruchsphase durchzuführen. Eine Übergangsfrist (alter und neuer Eurocode sind parallel gültig) bis zur bindenden Einführung im September 2027 sollte im Herbst 2026 starten.

Struktur des neuen EC2

Die grundsätzliche Struktur des Eurocode 2 der 2. Generation ist der des aktuellen EC2 sehr ähnlich, jedoch ergeben sich Anpassungen und Erweiterungen. Der Abschnitt 1 „Allgemeines“ im aktuellen EC2 wird auf drei Kapitel aufgeteilt, wie in Abb. 3 dargestellt. Weiter wurde für die Ermüdungsnachweise ein eigenständiges Kapitel 10 eingeführt. Die Nachweise für Bauteile aus Leichtbeton hingegen werden zukünftig in einem separaten Anhang (Anhang M – Tragwerke aus Leichtbeton) geregelt.



Abb. 3: Struktur des Eurocode 2 der 2. Generation

In den nachfolgenden Abschnitten dieses Beitrages wird speziell auf die Anpassungen zur Bemessung für Querkraft und Durchstanzen (Abschnitt 8 im FprEC2) und auf die Regelungen für Verankerungen und Übergreifungen (Abschnitt 11 im FprEC2) eingegangen.

Querkraftbemessung von Bauteilen ohne und mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Die Bemessung von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung basiert im aktuellen Eurocode 2 auf dem semi-empirischen Ansatz von Zsutty [2]. Im neuen Eurocode 2 liegt der Querkraftbemessung die *Critical Shear Crack Theory* [3] zugrunde und berücksichtigt im Gegensatz zum aktuellen Ansatz zusätzliche Einflussparameter. Außerdem ist festzuhalten, dass die Bemessung im FprEC2 wieder auf Basis von Spannungen analog zur DIN 1045-88 [4] geführt wird, was für die praktische Anwendung von großem Vorteil ist. Der Aufbau der Formel ist ähnlich dem aktuellen EC2, jedoch werden zusätzlich die Rauigkeit des Schubrisses durch den Größtkorndurchmesser der Zuschläge (d_{dg}) und die Schubschlantheit über die mechanische Schubspanweite a_v berücksichtigt. Der Einfluss von

Normalkräften auf die Querkrafttragfähigkeit wird über den Anpassungsbeiwert k_{vp} berücksichtigt. Aufgrund von deutschen Einsprüchen ist auch eine alternative Bemessungsgleichung analog dem Vorgehen im aktuellen Eurocode 2 zur Berücksichtigung von Normalkräften vorgesehen. Auf diese Bemessungsgleichung wird im vorliegenden Beitrag nicht eingegangen, sondern es wird auf [5] verwiesen.

Eurocode 2 (2. Generation):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{k_{vp} \cdot d} \right)^{1/3} \quad \text{bzw.}$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{k_{vp} \cdot a_v} \right)^{1/3}$$

- Rauigkeit des Schubrisses über d_{dg}
- Maßstabseffekt über $\left(\frac{d_{dg}}{d}\right)^{1/3}$
- Für Schubslankheit $a_{cs} \leq 4d$ wird d durch a_v ersetzt

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \quad a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \quad k_{vp} = 1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \frac{d}{3 \cdot a_{cs}} \geq 0,1$$

Einflüsse:

- Längsbewehrungsgrad
- Betondruckfestigkeit
- Maßstabseffekt
- Schubslankheit
- Normalkraft

Abb. 4: Bemessungsgleichung für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 der 2. Generation (FprEC2)

Eigene Vergleichsuntersuchungen in mehreren Forschungsprojekten [6, 7] haben gezeigt, dass die Formel eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen zeigt und eine wirtschaftliche sowie ausreichend sichere Bemessung erlaubt.

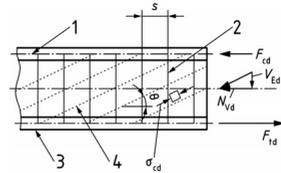
Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung wird die Bemessung weiterhin unter Ansatz eines Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung durchgeführt, wie Abb. 5 zeigt.

- Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung

$$\tau_{Ed} \leq \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad \text{Bügeltragfähigkeit}$$

$$\tau_{Ed} \leq \frac{v \cdot f_{cd}}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad \text{Druckstrebentragfähigkeit}$$



- Abminderungsbeiwert $v = 0,5$ (reduziert gegenüber EC2)

$$1 \leq \cot\theta \leq \cot\theta_{min} \quad \text{mit: } \cot\theta_{min} = 2,5 \quad \text{Stahlbeton}$$

$$\cot\theta_{min} = 3,0 \quad \text{Spannbeton}$$

- Genauere Ermittlung von v für flachere und steilerer Druckstrebenwinkel möglich

Abb. 5: Bemessungsgleichung für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung im Eurocode 2 der 2. Generation (FprEC2)

Der Druckstrebenwinkel darf in den vorgegebenen Grenzen frei gewählt werden. Der Abminderungsbeiwert der Druckstrebentragfähigkeit wird dabei vereinfachend zu $v = 0,5$ angenommen. Diese Annahme stellt eine Reduzierung gegenüber dem aktuellen Eurocode 2 dar. Allerdings besteht die Möglichkeit den Abminderungsbeiwert in Abhängigkeit des Spannungszustandes auf Querschnittsebene genauer zu bestimmen. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass sich hierdurch auch deutlich progressivere v -Werte ergeben können die je nach Spannungszustand im Bereich des Abminderungsbeiwertes des aktuellen EC2 mit NA(D) [8] liegen.

Durchstanzbemessung

Auch die Bemessung gegen Durchstanzen im neuen Eurocode 2 basiert auf der Critical Shear Crack Theory [9] und erlaubt die Bemessung für Flachdecken und Fundamente mit dem gleichen Ansatz.

Nach aktuellem Eurocode 2 gibt es keinen gleitenden Übergang zwischen den Durchstanznachweisen mit und ohne Durchstanzbewehrung. Sofern Durchstanzbewehrung erforderlich ist, wird der reine Betontraganteil (V_c) auf 75% reduziert (V_{cs}). Ausgehend von V_{cs} steigt die Tragfähigkeit mit zunehmendem Bewehrungsgrad an (V_s) bis die Maximaltragfähigkeit (V_{max})

erreicht wird. Nach FprEC2 hingegen ergibt sich ein kontinuierlicher Übergang zwischen Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades, wie Abb. 6 zeigt.

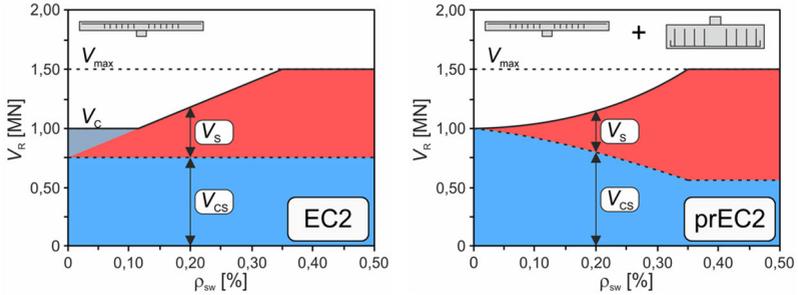


Abb. 6: Entwicklung der Durchstanztragfähigkeit nach aktuellem und neuem Eurocode 2

Analog zur Querkraft werden bei der neuen Bemessungsgleichung gegen Durchstanzen zusätzliche Einflussgrößen berücksichtigt, die bislang keinen Eingang in die Bemessung gefunden haben. Die Grundgleichung für Bauteile ohne Durchstanzbewehrung berücksichtigt neben den bereits bekannten Einflussgrößen zusätzlich die Schubslankheit und den Größtkorndurchmesser. Weiterhin fließt der bezogene Stützenumfang direkt in die Bemessungsgleichung ein.

Wird Durchstanzbewehrung angesetzt, ergibt sich die Gesamttragfähigkeit $\tau_{Rd,cs}$ aus der Summe aus reduziertem Betontraganteil und Stahltraganteil, wie Abb. 7 zeigt.

- Ohne Durchstanzbewehrung:

$$\tau_{Rd,c} = \left(\frac{0,6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v})^{1/3} \right)$$

$$a_p < 8d \Rightarrow d_v = a_{pd} = \sqrt{\frac{a_p}{8}} \cdot d_v$$

a_p = Abstand zw. Auflagermittel- und Momentennullpunkt

Einflüsse:

- Bez. Stützenumfang
- Längsbewehrungsgrad
- Betondruckfestigkeit
- Maßstabeffekt
- Schubschlankheit

- Mit Durchstanzbewehrung:

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}$$

mit η_c zur Berücksichtigung des Betontraganteils

mit η_s zur Berücksichtigung des Stahltraganteils

Abb. 7: Bemessungsgleichung gegen Durchstanzen nach Eurocode 2 der 2. Generation (FprEC2) für Bauteile mit und ohne Durchstanzbewehrung

Die Bestimmung der Durchstanztragfähigkeit bei Bauteilen mit Durchstanzbewehrung darf nach wie vor für jede Reihe separat durchgeführt werden. Insgesamt ergeben sich mit dem neuen Ansatz wirtschaftlichere Bemessungsergebnisse [10–12].

Bemessung der Übergreifung und Verankerung

In der 2. Generation von Eurocode 2 werden sowohl Übergreifungen als auch Verankerungen mit der gleichen Bemessungsformel bemessen. Der Unterschied zwischen Übergreifung und Verankerung wird über einen Faktor geregelt [13]. Hierbei sind sämtliche Einflüsse auf den Bemessungswert der Übergreifungs- und Verankerungslänge in der Bemessungsgleichung berücksichtigt. So fließt neben den Verbundbedingungen, das vorhandene Spannungsniveau in den betroffenen Stäben, die Betondruckfestigkeit, der Stabdurchmesser und die Betondeckung bzw. eine vorhandene Umschnü- rung des Übergreifungs- oder Verankerungsbereiches ein. Vergleichsbe- rechnungen haben gezeigt, dass eine Unterscheidung im k_{fb} -Wert, der als Kalibrierungsfaktor (NDP) eingeführt wird, für Übergreifungen und Ver-

ankerungen sinnvoll ist [14]. Diese Anpassung wird im Rahmen der Erstellung des Nationalen Anwendungsdokumentes für Deutschland weiter diskutiert und sofern sinnvoll im NA(D) aufgenommen.

$$l_{bd} = l_{sd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot \phi}{c_d}\right)^{1/2} \geq 10\phi$$

Einflüsse:

- Verbundbedingungen mit $k_{lb} = 50$ Kalibrierfaktor (NDP)
- Stahlspannung
- Betondruckfestigkeit
- Stabdurchmesser
- Betondeckung/
Umschnürung

Abb. 8: Bemessungsgleichung der erforderlichen Übergreifungs- und Verankerungslänge nach Eurocode 2 der 2. Generation (FprEC2)

Grundsätzlich konnte im Rahmen umfangreicher Auswertungen gezeigt werden, dass der neue Bemessungsansatz eine wirtschaftliche und zugleich sichere Bemessung ermöglicht und somit eine Verbesserung gegenüber dem aktuellen Eurocode 2 darstellt [15].

Fazit

Technische Regelwerke im konstruktiven Ingenieurbau sind in regelmäßigen Abständen zu überprüfen und an den aktuellen Stand der Technik anzupassen, um weiterhin die Zukunftsfähigkeit der Bauweise zu sichern. Dies ist insbesondere vor dem Hintergrund der erforderlichen Steigerung der Ressourceneffizienz und der notwendigen Einsparung von CO₂ unabdingbar. Die im FprEC2 eingeführten Bemessungsregeln liefern an vielen Stellen Verbesserungen und Erweiterungen der bereits etablierten Bemessungsansätze. Durchgeführte Vergleichsberechnungen und Vergleiche mit Versuchen verdeutlichen eindrucksvoll, dass die neuen Regeln in den meisten Fällen eine wirtschaftlichere und zugleich sichere Bemessung erlauben. Dennoch sind für die Erarbeitung des Nationalen Anwendungsdokumentes

für Deutschland (NA(D)) weitere Vergleichsberechnungen erforderlich, um die Bemessungsgleichungen einerseits an die in Deutschland akzeptierten Sicherheitsniveaus anzupassen und andererseits auch wirtschaftliche und gleichzeitig CO₂-ärmere Tragwerke zu ermöglichen.

Literatur

- [1] prEN 1992-1-1/2021-09: Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules for buildings, bridges and civil engineering structures. 2021.
- [2] Zsutty, T.C.: Ultimate Strength Behavior Study by Regression Analysis of Beam Test Data. In: Journal of the American Concrete Institute, Vol. 60 (1963), Iss. 5, pp. 635-654.
- [3] Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M.: From experimental evidence to mechanical modeling and design expressions: The Critical Shear Crack Theory for shear design. In: Structural Concrete 111 (2019), Heft 5, S. 1147. <https://doi.org/10.1002/suco.201900193>.
- [4] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung (zurückgezogen). Norm, Ausgabe Juli 1988.
- [5] Schmidt, M.; Hegger, J.: Alternativer Querkraftbemessungsansatz für Bauteile ohne Querkraftbewehrung bei gleichzeitiger Normalkräfteinwirkung, (in Vorbereitung, Veröffentlichung 2023).
- [6] Hegger, J.; Adam, V.; Schmidt, M.; Schmidt, P.: Fallbeispiele, Parameterstudien und Datenbankauswertungen zu den Vorschlägen der Querkraft-, Torsions- und Durchstanzbemessung für die zweite Generation des Eurocode 2. RWTH Aachen University, Abschlussbericht zum PRB-Forschungsvorhaben, Institutsbericht 415/2018, Aachen, 2018.
- [7] Hegger, J.; Ricker, M.; Adam, V. et al.: Überprüfung der Zuverlässigkeit der für die nächste Generation von EN 1992-1-1 vorgesehenen neuen Bemessungsansätze gegen Durchstanzen ohne Durchstanzbewehrung und Querkraft ohne Querkraftbewehrung. Abschlussbericht zum DIBt-Vorhaben P 52-5-7.322-2024/18. RWTH Aachen University, Aachen, 2021.
- [8] DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Norm, Ausgabe Januar 2011.

- [9] Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A.: Applications of the Critical Shear Crack Theory to Punching of RC Slabs with Transverse Reinforcement. In: *ACI Structural Journal*, Vol. 106 (2009), Iss. 4, pp. 485-494.
- [10] Schmidt, P.; Kueres, D.; Hegger, J.: Contribution of concrete and shear reinforcement to the punching shear resistance of flat slabs. In: *Engineering Structures*, Vol. 203 (2020), pp. 1-11. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109872>.
- [11] Schmidt, P.; Ungermann, J.; Hegger, J.: Contribution of concrete and shear reinforcement to the punching shear resistance of column bases. In: *Engineering Structures*, Vol. 245 (2021), pp. 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112901>.
- [12] Ungermann, J.; Schmidt, P.; Classen, M.; Hegger, J.: Eccentric punching tests on column bases – new insights into the inner concrete strain development. In: *Engineering Structures*, Vol. 262 (2022), p. 114273. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114273>.
- [13] Fédération internationale du béton: Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010 – fib Bulletin 72, Lausanne, 2014.
- [14] Camps, B.; Schoening, J.; Hegger, J.: Review of the design rules for anchorages and laps according to the draft of the second generation of Eurocode 2. In: Hofmann, J.; Plizzari, G. (eds.): *Bond in Concrete - Bond, Anchorage, Detailing*. 5th International Conference. Institute of Construction Materials and Materials Testing Institute of University of Stuttgart. Universität Stuttgart, Stuttgart, 2022, pp. 490-505.
- [15] Hegger, J.; Fischer, O.; Camps, B.; Fröse, J.: *Wirtschaftliche Bemessungsansätze für Betonstahlverbundverankerungen und Übergreifungsstöße auf der Grundlage von faseroptisch instrumentierten Bauteilversuchen*. Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München, Aachen, München, 2022.



SSF Ingenieure

SSF INGENIEURE

BEGEISTERUNG FÜR ENGINEERING

MÜNCHNER VOLKSTHEATER

Neubau der Spielstätte des Münchner Volkstheaters
auf dem ehemaligen Gelände des Münchner Viehhofs.

SSF LEISTUNGEN

Tragwerksplanung für Alt- und Neubau



ssf-ing.de

Herausforderung klimaneutraler Betonbau bis 2045 – Konzeptionelle Ansätze und Strategien des DAfStb

Rolf Breitenbücher, Udo Wiens



Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

1977 – 1982 Studium im Bauingenieurwesen (Diplom-Ingenieur), Technische Universität München

1983 – 1992 Wiss. Mitarbeiter, TU München

1989 Promotion Bauingenieurwesen, Technische Universität München

1992 – 2002 Philipp Holzmann AG, Zentrales Baustofflabor

Seit 2003 Universitätsprofessor (C4) für Baustofftechnik, Ruhr-Universität Bochum

Seit 2017 Vorsitzender des DAfStb



Prof. Dr.-Ing. Udo Wiens

Studium des Bauingenieurwesens, RWTH Aachen

1991-2000 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bauforschung, RWTH Aachen (ibac)

1996 Leitung der Arbeitsgruppe „Bindemittel und Beton“ im ibac

2001-2009 Leiter der Geschäftsstelle des DAfStb im DIN e. V

Seit 2009 Geschäftsführer des DAfStb in Berlin

Der Bausektor wird von Politik und Öffentlichkeit als einer der größten Verbraucher von Ressourcen und als Verursacher hoher CO₂-Emissionen wahrgenommen und steht deshalb bereits seit längerem im Fokus von Klimaschutz- und Nachhaltigkeitsdiskussionen. Zur Unterstützung der im „Grünen Deal“ der EU und im Klimaschutzgesetz (KSG) der Bundesrepublik vorgezeichneten ambitionierten Ziele hat der DAfStb eine Roadmap „Nachhaltig bauen mit Beton“ erarbeitet. Diese beinhaltet konkrete kurz- und mittelfristige Maßnahmen zur Umsetzung der Nachhaltigkeitsziele, aus denen dann weitere langfristig angelegte Vorhaben (Forschung, Richtlinien, Normung) entwickelt werden.

1 Nachhaltig bauen mit Beton – Roadmap des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) für einen klimagerechten und ressourcen-effizienten Betonbau (2021)

Die Umsetzung von Nachhaltigkeitszielen im Bauwesen hat in den vergangenen 20 Jahren an Bedeutung gewonnen. Zertifizierungssysteme des Bundes (Bewertungssystem Nachhaltiges Bauen BNB, [1]) und der Privatwirtschaft (Deutsche Gesellschaft für Nachhaltiges Bauen DGNB, [2]) sind nur zwei herausragende Beispiele, die zeigen, wie die 3 Säulen der Nachhaltigkeit anhand vorgegebener Kriterien zur ökologischen und ökonomischen Qualität, zur soziokulturellen, funktionalen und technischen Qualität sowie zur Prozessqualität für das Bauen spezifiziert und bewertet werden.

Im Dezember 2019 haben sich die Staats- und Regierungschefs der EU im Rahmen des „Grünen Deals“ zum Ziel der Klimaneutralität bis 2050 bekannt [3]. Die Europäische Kommission hat zudem im April 2021 mit der EU-Taxonomie [4] ein Maßnahmenpaket zur Unterstützung des „Grünen Deals“ vorgelegt, das dazu beitragen soll, in der Europäischen Union mehr Geld in nachhaltige Tätigkeiten zu lenken. Anleger werden in die Lage versetzt, ihre Investitionen verlässlich und ohne „Greenwashing“ auf nachhaltigere Technologien und Unternehmen umzustellen. Auf globaler Ebene

will die EU bei der Festlegung von Standards für ein nachhaltiges Finanzwesen eine Führungsrolle übernehmen.

Nach dem Beschluss des Bundesverfassungsgerichts vom 29. April 2021 und mit Blick auf das neue europäische Klimaziel 2030 hat die Bundesregierung am 12. Mai 2021 ein gegenüber der Fassung aus 2019 und den genannten europäischen Zielen verschärftes Klimaschutzgesetz 2021 vorgelegt [5]. Der Bundestag hat die Klimaschutznovelle am 24. Juni 2021 beschlossen. Mit dem neuen Klimaschutzgesetz begegnet die Bundesregierung den besonderen Herausforderungen, die mit dem Klimawandel verbunden sind. Mit dem geänderten Klimaschutzgesetz werden die Zielvorgaben zur CO₂-Einsparung angehoben. Das Minderungsziel für 2030 steigt um 10 %-Punkte auf mindestens 65 %. Das heißt, Deutschland soll bis zum Ende des Jahrzehnts seinen Treibhausgas-Ausstoß um 65 % gegenüber dem Jahr 1990 verringern. Die höheren Ambitionen wirken sich auch auf die Kohlendioxid-Minderungsziele bis zum Jahr 2030 in den einzelnen Sektoren aus: in der Energiewirtschaft, der Industrie, im Verkehrssektor, im Gebäudebereich und in der Landwirtschaft. Die Klimaziele werden kontinuierlich per Monitoring überprüft. Für das Jahr 2040 gilt ein Minderungsziel von mindestens 88 %. Auf dem Weg dorthin sieht das Gesetz in den 2030er Jahren konkrete jährliche Minderungsziele vor. Bis 2045 soll die Treibhausgasneutralität erreicht sein.

Die Umsetzung dieser Nachhaltigkeitsziele fügt sich nahtlos in die Agenda 2030 „Ziele für nachhaltige Entwicklung“ der Vereinten Nationen mit ihren 17 Zielen ein [6].

Baustoffindustrie und Bauwirtschaft haben damit begonnen, jeweils für sich Lösungsansätze zu entwickeln, um die Inanspruchnahme von Ressourcen und die Mengen an emittierten Treibhausgasen in der eigenen Wertschöpfung zu reduzieren. Die Betonbauweise muss ihren Beitrag zur Reduzierung von Treibhausgas-Emissionen leisten, trägt die Zementherstellung – global betrachtet – doch mit rd. 6 bis 7 % zur anthropogen verursachten CO₂-Freisetzung bei. Dies hat z. B. der Verein Deutscher Zementwerke e. V. zum Anlass genommen, im November 2020 eine eigene Roadmap „Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien“ herauszugeben [7], was die Dringlichkeit unterstreicht.

2 Maßnahmen des DAfStb zur Umsetzung der Roadmap

2.1 Technischer Ausschuss „Nachhaltig bauen mit Beton“ (2021)

Mit der Fokussierung auf das klimagerechte und ressourceneffiziente Bauen mit Beton will der DAfStb den Transformationsprozess und den Wandel zur Treibhausgasneutralität bis zum Jahr 2045 kontinuierlich begleiten und die hierfür erforderlichen Weichenstellungen veranlassen. Mit der Einrichtung und Konstituierung des Technischen Ausschusses „Nachhaltig bauen mit Beton (TA NBB)“ Ende 2021 unter der Leitung der Herren Professoren Haist (Leibniz Universität Hannover) und Glock (Technische Universität Kaiserslautern) hat der DAfStb in seiner Arbeitsstruktur ein Gremium eingesetzt und mit Entscheidern aller interessierten Kreise im DAfStb besetzt, das die Roadmap fortschreiben und in einem ersten wesentlichen Schritt Benchmark-Größen entwickeln soll. Gleichzeitig sollen diese die Grundlage für die Umsetzung der ambitionierten CO₂-Minderungsziele im Betonbau bilden. Zudem werden im TA NBB Ideen für Verbundforschungsprojekte und Konzepte für die Regelwerksetzung entwickelt, die unter Einbeziehung der anderen Technischen Ausschüsse und Unterausschüsse umgesetzt werden.

2.2 Herausgabe einer Planungshilfe zum nachhaltigen Bauen mit Beton (2021) [8]

Einer der bereits umgesetzten Meilensteine der Roadmap des DAfStb ist die Planungshilfe „Nachhaltig bauen mit Beton“ des DAfStb [8] für Bauwerke des üblichen Hochbaus (Wohnungsbauten, Verwaltungsgebäude, Veranstaltungsbauten, Einkaufszentren, Industriehallen etc.). Alle Maßnahmen der Planungshilfe richten sich an folgenden wesentlichen Zielen der Nachhaltigkeit aus:

- eine unverzügliche und drastische Reduzierung der CO₂-Emissionen als Maßnahme zum Klimaschutz,
- Vorsorge leisten für die bereits vorhandenen Folgen des Klimawandels,
- Ressourcenschonung und Materialoptimierung.

Die Planungshilfe dient Investoren, Bauherren, Planern, Ausführenden und Vertretern der Bauaufsicht für Entscheidungsprozesse beim nachhaltigen Bauen mit Beton. Sie zeigt auf, wie mit dem bereits vorhandenen Regelwerk im Betonbau nachhaltig geplant und gebaut werden kann und verdeutlicht Wechselwirkungen zwischen den Maßnahmen, ohne die planerische Flexibilität zu stark einzuschränken. Eine ressourcenschonende Optimierung bei der Betonbauweise kann z. B. unter verschiedenen (vergleichsweise einfachen) Aspekten erfolgen:

- Eine statische Optimierung der Bauwerke oder Bauteile aus Stahlbeton mit einfachen, geradlinigen Lastpfaden ohne Umwege durch widersprüchliche Planungsprozesse oder Umplanung führt zu Material- und Gewichtseinsparungen (weniger Beton, weniger Bewehrung). Generell sollte materialgerecht konstruiert werden. Überdrückte Massivbaustrukturen reagieren dabei auf die Bauwerkslast deutlich resilienter und sind entsprechend dauerhafter als Bauwerksteile unter Zug- oder Lastwechselbeanspruchung. Beton in Querschnittsbereichen ohne Funktion sollte ausgespart werden.
- Bei Betonbauwerken kann eine herstellungstechnische Optimierung zu weniger Abfall und einer kürzeren Produktionszeit genutzt werden (z. B. Herstellung möglichst vieler gleicher Bauteilquerschnitte oder Optimierung von Einzelkomponenten des Bauwerkes).
- Eine Optimierung der Betonrezeptur führt zur Reduzierung der CO₂-Emissionen ohne Verlust an Widerstandsfähigkeit und Dauerhaftigkeit, so dass in der Regel keine Beschichtungen erforderlich sind sowie reinigungs- und wartungsarme Oberflächen entstehen. Sofern regional verfügbar, können Zemente mit reduziertem Gehalt an Portlandzementklinker (z. B. CEM II- oder CEM III-Zemente) einen deutlichen Beitrag zur Verringerung der CO₂-Emissionen leisten.

In dem BMBF-Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“ des DAfStb aus den Jahren 2005 bis 2009 bis wurde unter anderem festgestellt, dass im Geschossbau die Ökobilanz der gesamten Tragstruktur im Wesentlichen durch eine geschickte Planung der Geschosdecken verbessert werden kann [9]. Dabei hat die verbaute Betonmenge einen größeren Einfluss auf die Ökobilanz als die Festigkeitsklasse des Betons. Um eine optimale Abtragung der Lasten sicherzustellen, sollten alle tragenden Elemente übereinander liegen. Durch diese Maßnahme können Beton- und Betonstahlmengen reduziert werden.

Die Planungshilfe wurde als erste konkrete Maßnahme zeitgleich zur Roadmap veröffentlicht. Bei Bedarf bietet der DAfStb Seminare oder Vorträge zur Planungshilfe an (begrenzte Kapazität).

2.3 Überarbeitung der Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton (GrunaBau) [10]

Als Kerndokument für die Strukturierung und Priorisierung der weiteren DAfStb-Projekte dienen die bereits in einem weit entwickelten Gelbdruckentwurf aus 2014 vorliegenden Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton (GrunaBau, [10]), in denen die 3 Säulen der Nachhaltigkeit für den Betonbau spezifiziert werden. Analog zu den Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GRUSIBAU, [11]), die die Grundlagen der Sicherheitsanforderungen für den Betonbau festlegt (Vorläufer von EN 1990), stellt die GrunaBau anhand der europäischen Normen des CEN/TC 350 die wesentlichen Grundvorgaben für das nachhaltige, ressourceneffiziente und klimaschonende Bauen mit Beton zusammen. Diese werden durch Hinweise konkretisiert, die als Hilfestellung bei der Planung und zur Ausarbeitung von weitergehenden Anwendungsregeln, z. B. in Form von Richtlinien oder Normen, genutzt werden können.

Zukünftige Betonnormen und Richtlinien werden stets unter Einbeziehung der GrunaBau als Strukturierungsinstrument hinsichtlich ihres Beitrages zum nachhaltigen Bauen mit Beton betrachtet. Die Veröffentlichung der überarbeiteten GrunaBau wird im Laufe des Jahres 2023 erwartet.

2.4 DAfStb-Richtlinie „Dauerhaftigkeit nach dem System der Expositionswiderstands-Klassen des neuen EC 2 in Verbindung mit Performanceprüfungen“ [12]

Betonrezepturen müssen dahingehend optimiert werden, dass sie nachhaltig, d. h. mit einem möglichst geringen „CO₂-Rucksack“ ausgestattet, und gleichzeitig dauerhaft sind, damit die Bauwerke über die geplante Nutzungsdauer den physikalischen (z. B. durch Frost) und chemischen (z. B. durch Tausalze und betonangreifende Stoffe) Einwirkungen ausreichend lange widerstehen. Hier stößt die bisherige Herangehensweise, die Dauerhaftigkeit von Beton mit einfachen Parametern der Betonzusammenset-

zung wie Zementart, Wasserzementwert, Mindestdruckfestigkeitsklasse oder Mindest-zementgehalt zu beschreiben, an ihre Grenzen, da mit ökologisch optimierten Zementen oder industriell hergestellten Gesteinskörnungen anstelle von natürlichen Gesteinskörnungen wie Kies oder Sand keine langfristigen Erfahrungen vorliegen.

Alternativwege, bei denen die Leistungsfähigkeit von Beton über eine sogenannte Lebensdauerbemessung in Verbindung mit dem Performance-Prinzip, das heißt über geeignete Prüfungen, erfasst wird, sind zwar für einige Bauwerkseinwirkungen bereits recht weit entwickelt, es fehlt aber an der Einordnung der Ergebnisse in den bisherigen, auf deskriptiven Anforderungen fußenden, praktischen Erfahrungsschatz. Darüber hinaus gibt es auch zu bereits existierenden Prüfverfahren Vorbehalte, da ihre Ergebnisse nicht immer mit den Praxiserfahrungen übereinstimmen.

Performancebasierte Ansätze, mit denen neue (z. B. ressourcenschonendere) oder bereits vorhandene Betonrezepturen hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeit zielsicher beurteilt und optimiert werden können, sollen der Praxis durch das System der Expositionswiderstandsklassen im neuen Eurocode 2 [13] an die Hand gegeben werden [14]. Um das Konzept möglichst schnell in Deutschland umzusetzen, enthält die Roadmap des DAfStb ein entsprechendes Richtlinienprojekt, das sich derzeit in der Konzeptionierungsphase befindet.

2.5 DAfStb-Richtlinie „Fertigteilhohlplatten“ [15]

In [9] werden verschiedene Nachhaltigkeitsaspekte anhand eines eigens entwickelten Referenzgebäudes, dem sogenannten „Stadtbaustein“ mit einer Tragstruktur aus Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, eingehend untersucht. Mit der detaillierten ökologischen und ökonomischen Analyse des Stadtbausteins, der repräsentativ für eine innerstädtische Bebauung (Lückenschluss) mit wechselnder Wohn- und Büronutzung gestaltet wurde, werden folgende Einzelziele verfolgt:

- Konkretisierung des nachhaltigen Bauens mit Beton anhand des Stadtbausteins,
- Darstellung der Einflussmöglichkeiten auf die ökonomischen und ökologischen Aufwendungen von Gebäuden mit einer Tragstruktur aus Beton in den Bereichen „Entwurf“, „Baustoffherstellung“ und „Bemessung“,

- Darstellung des Anteiles der Tragstruktur aus Beton an der Gesamtköbilanz und den Lebenszykluskosten des Gebäudes,
- Weiterentwicklung der GrunaBau [9] durch Sensitivitätsanalysen bei den Eingangsgrößen auf Bau-teil-, Tragwerks- und Gebäudeebene.

Das Heft 588 in [9] richtet sich gleichermaßen an Forschungseinrichtungen, die sich mit dem nachhaltigen Bauen mit Beton befassen, an Fachplaner und Architekten, an Baustoffhersteller, Bauunternehmen sowie an Bauherren. Nach einer allgemeinen Beschreibung des Anforderungsprofils für den Stadtbaustein erfolgt die Darstellung der betrachteten Nutzungsprofile anhand eines ausgewählten Nutzungsszenarios. Dabei wird unterschieden in eine Standardvariante und eine Flexible Variante des Stadtbausteins, die jeweils Phasen der Büronutzung und der Wohnnutzung beinhalten.

In [9] konnte gezeigt werden, dass erhebliche CO₂-Mengen bei der Herstellung von Deckenbauteilen emittiert werden. Eine Möglichkeit, die Ressourceneffizienz zu steigern und gleichzeitig die Umnutzbarkeit von Tragstrukturen aus Beton über den Lebenszyklus zu verbessern, ist der Einsatz von vorgespannten Deckensystemen mit großen Spannweiten (z. B. ausgeführt als vorgespannte Stegplatte der Druckfestigkeitsklasse C50/60 mit Öffnungen, Bild 1).

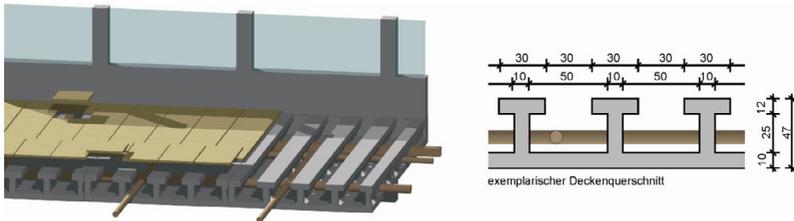


Bild 1: Deckensystem der flexiblen Struktur im Referenzgebäude „Der Stadtbaustein“ mit integrierter Leitungsführung, Abbildung aus [9]

Fertigteilhohlplatten können gleichermaßen einen Beitrag zur Nachhaltigkeit leisten. Im August 2022 wird der Weißdruck der DAFStb-Richtlinie Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten [15] erwartet, der die Planung, die Bemessung und die Ausführung von schlaff bewehrten und vorgespannten Deckenkonstruktionen regeln wird.

2.6 Neue DIN 1045

Mit der neuen Normenreihe der E DIN 1045:2022 (Entwurf) wird eine in sich geschlossene Normengeneration für den Betonbau geschaffen, die den Gedanken der Betonbauqualität vollständig umsetzt [16]. Sie berücksichtigt die Komplexität der Bauaufgabe durch Einführung von drei Klassen (BBQ-N, BBQ-E und BBQ-S), die mit Hilfe der notwendigen Anforderungen an:

- die Planung (PK-N bis PK-S),
- den Beton (BK-N bis BK-S) und
- die Ausführung (AK-N bis AK-S)

differenziert festgelegt werden. Schnittstellenprobleme werden dadurch ausgeräumt, dass in den Klassen BBQ-E und BBQ-S verbindliche Ausschreibungs- und Ausführungsgespräche unter Einbeziehung der maßgebenden Experten vorgeschrieben werden.

Ohne eine schnittstellenübergreifende Kommunikation und Festlegung von Aufgaben und Verantwortlichkeiten zwischen Objektplaner, Tragwerkplaner und TGA-Planer kann nachhaltiges Bauen mit Beton nicht gelingen. Daher wurde in E DIN 1045-1000:2022-07 [17] der Anwendungsfall „Betonbauwerke mit besonderen Anforderungen hinsichtlich Nachhaltigkeit (insbesondere Klimaschutz, Ressourcen-effizienz)“ integriert und in die BBQ-S-Klasse „Bauwerke mit besonders festzulegenden Anforderungen an Planung, Baustoffe und Bauausführung und Kommunikation“ eingestuft. In einem ersten Schritt kann z.B. die Planungshilfe (s. Abschnitt 2.2) vereinbart werden. Die neue DIN 1045-Normenreihe wird nach Abschluss des Einspruchverfahrens voraussichtlich im Laufe des Jahres 2023 erscheinen.

2.7 Projekte zur Mitigation/Adaption

Ende 2020 wurde ein Unterausschuss „Betonbau bei höheren Temperaturen“ unter dem Technischen Ausschuss „Betontechnik“ eingerichtet, der sich mit den Konsequenzen und ggf. zu ergreifenden Maßnahmen auseinandersetzt, die sich aus den in den Sommermonaten klimabedingt erhöhten Betontemperaturen im gesamten Betonbau ergeben. Hintergrund hierzu ist, dass die in der heutigen Betonnorm enthaltene Empfehlung einer auf

30 °C begrenzten Frischbetontemperatur vielfach nicht eingehalten werden kann.

Der Unterausschuss hat erste Vorschläge zu einer moderaten Erhöhung der höchstzulässigen Frischbetontemperatur auf 35 °C mit konkretisierten Anwendungseinschränkungen entwickelt, die sicherstellen, dass die Bauteilbemessung ohne zusätzlichen Aufwand nach DIN EN 1992-1-1 durchgeführt werden kann. Dieser Ansatz soll Eingang in eine DAfStb-Richtlinie oder die neue DIN 1045 finden.

Literatur

- [1] Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (2019) Leitfaden Nachhaltiges Bauen [online]. Berlin: Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (BMWSB). https://www.bnb-nachhaltigesbauen.de/fileadmin/pub-likationen/BBSR_LFNB_D_190125.pdf. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [2] Deutsche Gesellschaft für nachhaltiges Bauen. Das DGNB Zertifizierungssystem [online]. Stuttgart: Deutsche Gesellschaft für nachhaltiges Bauen. <https://www.dgnb-system.de/de/system/index.php>. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [3] Europäische Kommission (2019) Der europäische Grüne Deal [online]. Brüssel: Europäische Kommission. https://ec.europa.eu/info/sites/info/files/european-green-deal-communication_de.pdf. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [4] Europäisches Parlament und Rat (2020) Verordnung (EU) 2020/852 über die Einrichtung eines Rahmens zur Erleichterung nachhaltiger Investitionen und zur Änderung der Verordnung (EU) 2019/2088 [online]. Brüssel: Amtsblatt der Europäischen Union L 198/13 vom 22. Juni 2020. https://eur-lex.europa.eu/legal-content/DE/TXT/PDF/?uri=uriserv:OJ.L_.2020.198.01.0013.01.DEU. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [5] Bundesministerium der Justiz auf Beschluss des Deutschen Bundestages (Ausfertigungsdatum 12. Dezember 2019, geändert am 18. August 2021) Bundes-Klimaschutzgesetz (KSG) [online]. Berlin: Bundesministerium der Justiz. <https://www.gesetze-im-internet.de/ksg/KSG.pdf>. [Zugriff am: 18. August 2022].

- [6] Vereinte Nationen (2016) Ziele für nachhaltige Entwicklung [online]. Bonn: Regionales Informationszentrum der Vereinten Nationen. <https://unric.org/de/17ziele/>. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [7] Verein Deutscher Zementwerke e. V. (2020). Dekarbonisierung von Zement und Beton – Minderungspfade und Handlungsstrategien [online]. Düsseldorf: Verein Deutscher Zementwerke e. V.. https://www.vdz-online.de/fileadmin/wissensportal/publikationen/zementindustrie/VDZ-Studie_Dekarbonisierung_von_Zement_und_Beton.pdf. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2021) Planungshilfe Nachhaltig bauen mit Beton [online]. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. http://www.dafstb.de/application/nachhaltigkeit/2021-10-29_DAfStb-Planungshilfe_Nachhaltig_Bauen_mit_Beton_final.pdf. [Zugriff am: 18. August 2022].
- [9] Graubner, C.-A. et al. (2014) Der Stadtbaustein im DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“ – Dossier zu Nachhaltigkeitsuntersuchungen [Schlussbericht zum TP A im Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“]. Berlin: Beuth Verlag, erschienen in: Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 588.
- [10] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (07/2014) Grundsätze des nachhaltigen Bauens mit Beton. Gelbdruck, unveröffentlicht.
- [11] Deutsches Institut für Normung e. V. (1981) Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen GruSiBau. Berlin: Beuth Verlag.
- [12] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2022) DAfStb-Richtlinie Dauerhaftigkeit nach dem System der Expositionswiderstands-Klassen des neuen EC 2 in Verbindung mit Performanceprüfungen (in Vorbereitung).
- [13] E DIN EN 1992-1-1:2021-10, Eurocode 2 (2021) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für Hochbauten, Brücken- und Ingenieurbauwerke. Berlin: Beuth Verlag.
- [14] Wiens, U. (2022) Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen nach dem Performance-Prinzip in: Gutes Klima für die Zukunft. Dekarbonisierung als wichtiger Schlüssel zum nachhaltigen Bauen mit Beton – Tagungsband des 18. Symposium „Baustoffe und Bauwerkserhaltung“ am Karlsruher Institut für Technologie, 10. März 2022, S. 23 ff. <https://publikationen.bibliothek.kit.edu/1000141938/147828456>.

- [15] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2022) DAfStb-Richtlinie Betondecken und -dächer aus Fertigteilhohlplatten (erscheint in Kürze, Bezug über den Beuth Verlag).
- [16] E DIN 1045-1000:2022-07 (2022) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1000: Grundlagen und Betonbauqualitätsklassen (BBQ), Berlin: Beuth Verlag.

A man and a woman are sitting at a desk, looking at a large computer monitor. The monitor displays a 3D BIM model of a building structure, showing various components in different colors (green, yellow, red, purple). The woman is pointing at the screen. The background shows a modern office environment with large windows.

Mehr Transparenz von der Planung bis zum Monitoring

Building Information Modeling im Hoch- und Ingenieurbau

Einsatz von BIM bei der Objekt- und Tragwerksplanung der Baugrube direkt oberhalb der U-Bahn-Röhren am Münchner Hauptbahnhof beim Projekt Bayerstraße 25.

Weitere Informationen unter:
www.zm-i.de



Materialprüfungsamt
für das Bauwesen

Foto: © Johannes Fröse

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 sind bauaufsichtlich anerkannt und notifiziert. Wir verfügen über Akkreditierungen als Prüflabor und als Zertifizierungsstelle.

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

TUM Hyperloop – Realisierung eines voll-funktionsfähigen Prototyps mit einer luft-dichten 24m Röhre aus Hochleistungsbeton

Raphaela Schiburr, Oliver Fischer



Raphaela Schiburr, M.Eng.

2019 B.Eng. Bauingenieurwesen; HM
2020 M.Eng. Bauingenieurwesen; HM
2020 Prüfstatik im konstruktiven Ingenieurbau,
LGA München
seit 01.2021 Wissenschaftliche Mitarbeiterin,
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 Führungspositio-
nen in der Bauindustrie im In- und Ausland
2007 Diplomwirtschaftsingenieur, Univ. Hagen
seit 10.2009 Ordinarius für Massivbau, TUM
seit 2011 Prüflingenieur und EBA-Prüfer

Am Forschungsprojekt TUM Hyperloop beteiligt sich der Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München mit der Konzeption, Entwicklung und Herstellung einer 24 m luftdichten Betonröhre. Im Inneren der Röhre (\varnothing 4,2 m) wird ein hochpräziser Fahrweg ausgeführt, an dem das Hyperloop Fahrzeug magnetgesteuert schwebt. Die luftdichte Röhre wird in Modulbauweise mit Röhrensegmenten (Länge jeweils 3,8 m) aus selbstverdichtendem Hochleistungsbeton hergestellt. Die mit 20,0 m Spannweite als Einfeldträger ausgeführte Röhre wird in Längsrichtung mit verbundlosen Monolitzen vorgespannt. Für einen luftdichten Fugenabschluss erhalten die CNC geschliffenen, trocken gefügten, Segmentfugen jeweils ein Tübbingdichtungsprofil, die in Nuten eingeklebt werden. In Vorversuchen wurden für verschiedenen Betonrezepturen der Reibbeiwert der geschliffenen Fugen, die Permeationskennzahl des Materials sowie die erzielbare Luftdichtigkeit der in den CNC geschliffenen Fugen verwendeten Tübbingdichtungen eingehend untersucht.

The Chair of Concrete and Masonry Structures of the Technical University of Munich is participating in the TUM Hyperloop research project with the development and construction of a 24 m airtight concrete tube. Inside the tube (\varnothing 4.2 m), a high-precision guideway will be constructed, along which the Hyperloop vehicle will levitate. The tube is manufactured in modular construction with tube segments (length 3.8 m each) made of self-compacting high-performance concrete. The 20.0 m span tube is designed as a single-span girder and is prestressed longitudinally with bondless monostrands. For an airtight joint closure, segment gaskets are set into the CNC-ground dry prestressed joints. In preliminary tests for different concrete mix designs, the coefficient of friction of the CNC-ground joints, the permeability index of the concrete and the airtightness of the gaskets were investigated.

Einleitung

Seit Januar 2021 ist der Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München Teil des interdisziplinären Forschungsprogramms TUM Hyperloop. Das TUM Hyperloop Programm arbeitet bereits seit 2015 an der Idee Hyperloop, die Elon Musk 2013 in einem Whitepaper publizierte. Der Hyperloop ist ein bodenbasiertes, schienengebundenes Hochgeschwindigkeitsverkehrssystem, mit dem Fluggeschwindigkeiten erreicht werden können. Die Fahrzeuge genannt „Pods“ gleiten mit einem Linearmotor und einem elektromagnetischen Schwebesystem in einer fast luftleeren Betonröhre mit Geschwindigkeiten von bis zu 1.000 km/h. Die besondere Anforderung an die Röhre ist die möglichst hohe Luftdichtigkeit, um den Betrieb der Vakuumpumpen möglichst energieeffizient zu gestalten. Zudem werden die Pods durch ein hochpräzise gefertigtes Fahrweegelement elektromagnetisch in der Röhre geführt. Dadurch und durch die Vakuumröhre werden Energieverluste der Pods aus Rollreibung und reduzierten Luftwiderstand minimiert, wodurch ein sehr energieeffizienter Transport bei gleichzeitig kurzen Fahrzeiten möglich wird.

Mit dem aktuellen Forschungsprojekt eines 24 m Prototyps wird europaweit zum ersten Mal eine Teststrecke in Originalgröße aus Beton gebaut. Diese kann bereits für bemannte Probefahrten genutzt werden. Mit dem vollmaßstäblichen Prototyp wird ein in sich vollfunktionsfähigen Röhrenabschnitt (inkl. sämtlicher technischer Details, die auch für eine reale Strecke erforderlich sind) realisiert, der grundsätzlich beliebig verlängert werden kann. In der nächsten Projektphase ist eine 1.000 m Teststrecke vorgesehen, die auf den Erkenntnissen des 24 m Prototyps aufbauen.

Projektbeschreibung

Der am Standort Ottobrunn/Taufkirchen geplante Prototyp „TUM Hyperloop Demonstrator“ besteht, neben einem Fahrzeug (Pod), aus einer 22,80 m langen Spannbetonröhre, die aus sechs je 3,80 m langen Röhrensegmenten über eine verbundlose Längsvorspannung realisiert wird. Die Röhre wird in Segmentbauweise errichtet und ist als Einfeldträger – 20 m Spannweite – am Anfang und Ende auf je zwei Elastomerlagern gelagert. Um einen luftdichten Raum erzeugen zu können, wird die Röhre über ein Stahlschiebetor und auf der anderen Seite über eine Stahllendkappe, jeweils

TUM Hyperloop – Realisierung eines vollfunktionsfähigen Prototyps mit einer luftdichten 24 m Röhre aus Hochleistungsbeton

versehen mit Dichtprofilen, verschlossen (siehe Abb. 1). Inklusive Stahlschiebetor und Endkappe umfasst der Prototyp etwa 24 m. Neben dem Fahrsystem im Inneren der Röhre ist ein schmaler Gang vorgesehen, der unter anderem den Zugang ermöglicht. Im Inneren der Röhre befinden sich ebenfalls sechs Fahrweegelemente, welche jeweils aus einer Basisplatte und zwei L-Profilen (rechts und links) bestehen (siehe Abb. 2). Die Röhre soll im Testzustand sowohl luftdicht als auch verformungsarm sein, sodass das Vakuumsystem getestet werden kann. Zudem soll unter Teilvakuumbedingungen (10 mbar Druck) das Schwebesystem erprobt werden. Die gesamte Betriebs- und Messtechnik werden in Containern neben der Röhre aufgebaut. Das TUM Hyperloop Programm geht zum aktuellen Zeitpunkt von einer Versuchszeit von fünf Jahren aus. Die segmentweise Demontage nach dem Testzeitraum wird bereits in der Planung berücksichtigt.

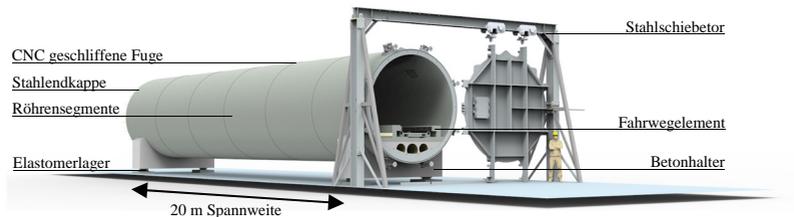


Abb. 1: Versuchsaufbau (Rendering); 24 m Prototyp

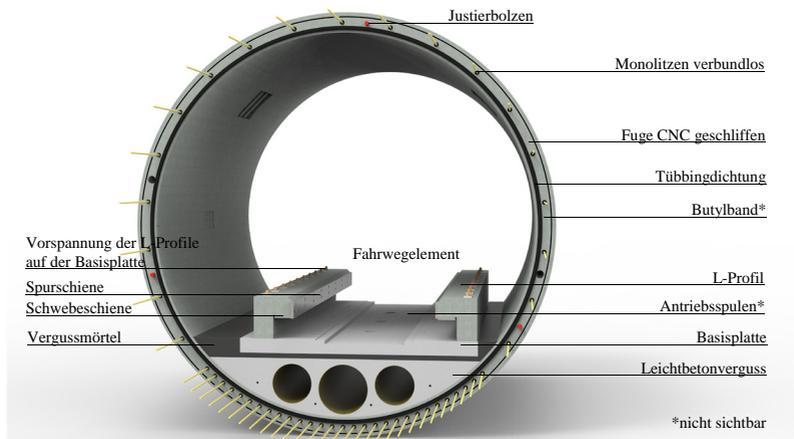


Abb. 2: Querschnitt des Kreisringsegmentes und Fahrweegelementes

Am Lehrstuhl für Massivbau werden die Vakuumröhre sowie der Fahrweg im Inneren der Röhre für den Hyperloop erforscht. Ziel des Versuchsstandes ist es eine rissfreie und luftdichte Röhre aus Fertigelementen – Kreisringsegmenten – zu erstellen. In der Teströhre sollen Vakuumversuche bis zu 1,0 mbar Unterdruck durchgeführt werden; hieraus ergibt sich durch die Einwirkung des atmosphärischen Drucks ein Druckunterschied von etwa einem bar auf die Röhre. Die Röhre wird aus sechs Kreisringsegmenten mit CNC-geschliffenen, trocken vorgespannten Fugen von der Firma Max Bögl hergestellt. Die Segmente des Prototyps (4,2 m Außendurchmesser, 20 cm Schalenstärke) bestehen aus einem selbstverdichteten HPC 100/115 mit GK 8. In den Segmenten ist schlaffe Bewehrung in Längs- und Quer- richtung vorgesehen. Bereits in Vorversuchen und parallel zum aktuellen Forschungsprojekt wird an alternativen Konzepten geforscht, um ein möglichst optimales Material sowie eine möglichst effiziente Geometrie für die Serienfertigung zu erlangen.

Die Längsvorspannung ist eine interne verbundlose Monolitzenvorspannung, die über den Ringquerschnitt verteilt ist. Die Monolitzen sind mit einem Korrosionsschutzmantel umhüllt, weshalb die Hüllrohre nicht verpresst werden müssen [1]. In den Fugen befindet sich im inneren Radius eine Tübbingdichtung (Profil Tokyo der Firma Sealable siehe Abb. 5), die einseitig in das Betonsegment eingefräßt und eingeklebt ist. Die Dichtung wird durch die CNC geschliffene Stirnfläche des anschließenden Segments um 3,5 mm komprimiert. Durch die Rückstellkraft der Dichtung auf die geschliffene Betonoberfläche soll die Fuge der Röhre bei einem Druck von etwa einem bar nahezu luftdicht verschlossen werden. Zudem wird auf die trockenen Kontaktflächen (zwischen der Dichtung und den Monolitzen) ein Butylband eingeklebt, das durch das Zusammenspannen der Röhrensegmente in die Fräßrillen des geschliffenen Kreisringsegmentes eingepresst wird. Mögliche Unebenheiten zwischen Hüllrohr und Dichtung bzw. Staubpartikel, die durch den Unterdruck angesaugt werden, werden durch das Butylband ausgeglichen bzw. abgehalten.

Im Inneren der Röhre wird der untere Bereich (genannt Bodenschalung) mit Leichtbeton LC 30/33 bis zu einer Höhe von 55 cm vergossen. Dies bildet die Gründungsebene der Fahrwegelemente, die ebenfalls als CNC geschliffene Fertigteile je Röhrensegment verbaut werden. Die Fahrwegelemente bestehen aus einer Basisplatte, in der die Antriebsspulen (für den Linearmotor) mittig verlegt werden und die als Landefläche für das Fahrzeug dient. Seitlich auf der Basisplatte werden zwei identische L-Profile mittels vorgespannter Gewindestangen auf der Basisplatte fixiert. An den L-Profilen sind die Magnetschienen für das Fahrzeug angebracht. Die

horizontalen Stahlplatten sind die Schwebmagnetschienen des Fahrzeugs und die vertikalen die Spurschienen (vgl. Abb. 2). Die CNC geschliffenen Fahrweegelemente werden im Nachgang in die Röhre eingebaut, nivelliert und vergossen, sodass hier hochpräzise Toleranzen für das Schweb- und Spursystem eingehalten werden können. Durch das elektromagnetische Schwebesystem des Fahrzeugs wirkt eine dynamische Last mit Anregungsfrequenzen von 0 – 20 Hz auf die L-Profile. Aufgrund des kraftschlüssigen Vergusses der Fahrweegelemente mit der Röhre werden die dynamischen Lasten des Fahrzeuges von der gesamten Röhre gedämpft und in die Lager geleitet.

Die Röhre wird während des Betriebs mit optischen Messfasern, mit Dehnmessstreifen (DMS), mit Neigungs- und Beschleunigungssensoren sowie mit Distanzsensoren überwacht. Dabei sollen u.a. eine mögliche Schwingungsanregung oder Rissbildung überprüft werden.

Herausforderungen am Hyperloop

Ziel der Versuchsstrecke ist es einen 24 m Brückenabschnitt einer möglichst rissfreien Betonröhre aus Fertigteilbauweise zu erstellen. Die Herausforderungen liegen hierbei sowohl bei der Betonrezeptur, als auch bei der Fuge, um weder eine Schwachstelle für das Tragwerk noch für die Vakuumdichtigkeit zu erzeugen. Die Fuge muss somit zum einen die Schub-, Biege- und Torsionslasten übertragen und zum anderen einen luftdichten Abschluss zum anschließenden Segment gewährleisten. Eine weitere Herausforderung ist die extreme Genauigkeitsanforderung an den Fahrweg des Magnetschwebesystems, die durch die Trennung der tragenden (Röhrensegmente) und einstellbaren Bauteile (Fahrweegelemente) ermöglicht wird.

Fuge

Für die statische Auslegung der Vorspannung wurde im „GZG selten“ eine ständige Druckbeanspruchung in der Fuge von mind. 1,0 MPa gefordert. Aufgrund der geringen Verkehrslasten ist die Fuge in diesem Versuchstand auch im GZT fast vollständig überdrückt. Eine Bemessung des Tragverhaltens von CNC geschliffenen Segmentfugen ist bislang in der Norm nicht geregelt. Um diese dennoch anmerken zu können wurden die im nachfolgenden Abschnitt erläuterten Versuche durchgeführt und mit der bestehenden Literatur verglichen.

Ermittlung des Reibbeiwertes an CNC geschliffenen trockenen Fugen

Für die Ermittlung des Reibbeiwertes der Kreissegmentfugen wurden statische und dynamische Schwerversuche (siehe Abb. 3) von CNC geschliffenen Betonkörpern durchgeführt. Hierfür wurden drei verschiedene Betonsorten (HPC, UHPC carbonfaserverstärkt [2], UHPFRC stahlfaserverstärkt) verwendet. Pro Versuch wurden drei Betonkörper in horizontaler Richtung vorgespannt. Für die Versuchsdurchführung wurden drei verschiedenen Vorspannlasten variiert (1 MPa, 7,5 MPa, 15 MPa). Das mittlere Betonsegment wird mit einer zwischengeschalteten Kraftmessdose weggesteuert belastet. Sobald eine relative Verschiebung von 2 mm zwischen dem mittleren und äußeren Segment eintritt wird der Versuch beendet. Der Versuch wurde in „in plane“ und „out of plane“ Aufbauten unterschieden. Für die Belastung „in plane“ werden die Auflager der äußeren Segmente direkt neben der Fuge platziert, sodass die Fuge rein auf Schub belastet wird. „Out of plane“ untersucht ein Abscheren des mittleren Betonkörpers unter gleichzeitiger Biegebeanspruchung, indem die Auflager der äußeren Segmente am äußeren Rand angeordnet werden. In einer weiteren Versuchsreihe wurde der mittlere Probekörper einen dynamischen Lastwechsel von 20 % - 80 % der maximalen Scherlast ausgesetzt. Es wurden 200.000 Lastzyklen mit einer Frequenz von 3 Hz gefahren. Anschließend wurde erneut ein statischer Scherversuch durchgeführt, um eine Veränderung der maximalen Scherlast nach der dynamischen Vorbelastung zu ermitteln. Dies ist insbesondere für die Hyperloopröhre von Bedeutung, da durch das elektromagnetische Schweben des Pods dynamische Lasten induziert werden. [3]

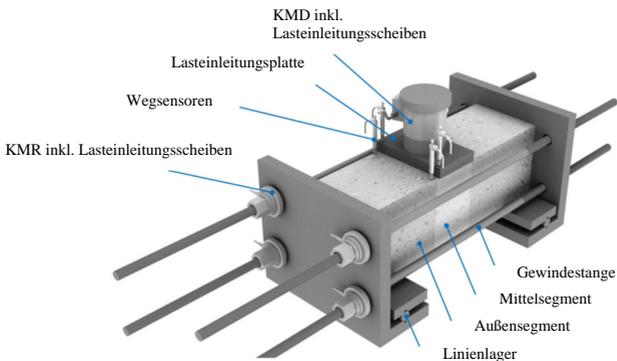


Abb. 3: Versuchsaufbau „out of plane“ Reibbeiwertermittlung CNC-geschliffene Betonfuge [3]

Vakuum

Für die Herstellung einer luftdichten Betonröhre aus Fertigteilsegmente gibt es zwei wesentliche Faktoren, die Betonqualität und die Fugenqualität. Um die Vakuumdichtigkeit eines Betons zu bestimmen wird die Permeationskonstante K herangezogen. Die Permeation von Gasen durch Beton findet hauptsächlich durch Diffusion und Desorption statt. Der Beton und die Dichtungen können durch die Diffusion von Gasatomen und -molekülen durchdrungen werden. Dieser Vorgang ist zeitunabhängig und führt zu einer permanenten Erhöhung des angestrebten Enddruckes. Die Permeationsgasströmung ist proportional zum Druckgefälle über die Wanddicke und einer materialabhängigen Permeationskonstante. Insbesondere beginnt die Permeation bei Drücken unter 10^{-8} mbar. Um die Permeationskonstante möglichst gering zu halten müssen besonders Kapillarporen vermieden werden. [4]

Zur Bestimmung von Permeation von Luft bzw. Gasen wurde bei Versuchen von Gräf und Grube [5] ein spezifischer Permeabilitätskoeffizient K von Betonen untersucht. Dabei war der Wert des UHPC 8-mal (je nach Nachbehandlung bis zu 80-mal) kleiner als der des NPC und der des HPC mehr als 1,5-mal kleiner als der NPC. Da es in der Literatur zur Gaspermeation durch Betone nur sehr wenige Untersuchungen gibt, wurden am Lehrstuhl Massivbau Permeationsmessungen von Heliumgas durch Betonplatten an einem eigens entwickelten Versuchsstand (Abb. 4) durchgeführt.

Permeationsmessung an Hochleistungsbeton (Helium-Lecksuchgerät)

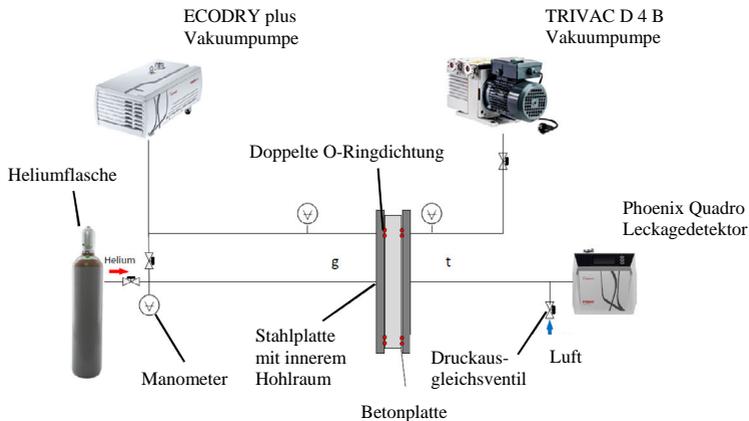


Abb. 4: Permeationsmessung an Betonplatten mittels Heliumlecksuchgerät [4]

Bei unterschiedlichen Betonsorten (UHPC, zwei UHPFRC Sorten, HPC) wurden die Permeationskonstanten mittels einer in der Vakuumtechnik konventionellen Helium Lecksuche gemessen. Im Versuchsaufbau wurden Betonplatten (30 cm/ 30 cm/ 5 cm) beidseitig durch Stahlplatten eingefasst (vgl. Abb. 4). Im inneren der Stahlplatten befinden sich Hohlräume, welche über zwei O-Ringe pro Seite abgedichtet sind. Nach der Evakuierung der beiden Hohlräume bis zu < 1 mbar, wurde in dem linken Hohlraum Druck von einem bar (Atmosphärendruck) Helium eingelassen. Durch den Druckunterschied der beiden Hohlräume permeieren die Heliumatome durch die Betonplatte. Das Lecksuchgerät misst den Heliumanteil, der im rechten Hohlraum ankommt. Nach einer Zeit stellt sich eine Konstante ein und der Heliumanteil im rechten Hohlraum bleibt unverändert. Die Bemessung der Permeationskonstante von Luft und Helium kann hierfür gleichgesetzt werden, da die Viskosität von Helium und Stickstoff (78 Vol-% in bodennaher Luft) sehr ähnlich ist [4]. Poren an der Betonoberfläche führen im Bereich der Dichtung zu einem seitlichen Eintritt von Helium aus der Umgebungsluft. Einige Platten konnten deshalb in der Versuchsreihe nicht gemessen werden. Dennoch konnte eine erste Einschätzung über die Permeationskonstanten in der Versuchsreihe unter Tabelle 1 getroffen werden.

Tabelle 1: Permeationskonstanten der Betonsorten [4]

Betonsorte	Permeationskonstante k_{perm} [m^2/s]	Spezifischer Permeationskoeffizient K [m^2]
HPC 100/115 Max Bögl	$1,05 \cdot 10^{-11}$	$4,10 \cdot 10^{-21}$
UHPFRC (Dyckerhoff NANODUR® Compound 5941)	$(2,76 \pm 1,24) \cdot 10^{-11}$	$(1,08 \pm 0,48) \cdot 10^{-20}$
UHPFRC (Heidelberger Cement Effix® Plus Compound)	$(6,24 \pm 0,08) \cdot 10^{-12}$	$(2,45 \pm 0,03) \cdot 10^{-21}$

Als weitere Parameter wurde die Plattenstärke zwischen 5 cm und 10 cm variiert, um so die Permeationskonstante auch für die 20 cm Schalenstärke der Röhre zu bemessen. Für eine statistische Aussage sind weitere Versuche nötig. Es lässt sich jedoch sagen, dass die Größenordnung der Gasströmung für die untersuchten Betone (UHPC, UHPFRC, HPC) bei 10^{-5} mbar·l/s für eine Materialstärke von 20 cm liegt. Nach [4] bedeutet das umgerechnet auf den 24 m Demonstrator eine Leckage von etwa 0,104 mbar·l/s.

Unterdruckmessung einer Tübbingdichtung auf einer CNC-geschliffenen Betonoberfläche

Für die Messung des luftdichten Abschlusses einer Tübbingdichtung auf CNC geschliffenen Beton wurden Versuche bei der Firma Sealable durchgeführt. Für den Versuch wurden die Betonplatten zwischen zwei Stahlplatten eingespannt. Auf der oberen Stahlplatte, die das anschließende Röhrensegment darstellt, wurde die Dichtung Profil „Tokyo“ (vgl. Abb. 5) eingeklebt. Die Dichtung wird mittels Gewindestangen auf die geschliffene Betonoberfläche gepresst und somit komprimiert, dieser Vorgang simuliert die Vorspannung der Röhre. Der Hohlraum zwischen Dichtung, Stahlplatte und Betonplatte wurde evakuiert (siehe Abb. 6), bis durch den atmosphärischen Druck ein Druckunterschied von etwa 1 bar auf die Dichtung wirkt. Anschließend wird der Druckanstieg im Hohlraum in Abhängigkeit zu der Zeit gemessen. Der Mittelwert des Druckanstieges lag bei $0,017 \text{ mbar}\cdot\text{l/s}$. Umgerechnet auf die Leckage im Demonstrator mit sieben Dichtungen/ Fugen (fünf Betonfugen, zwei Stahl–Betonfugen) ist eine Leckage von etwa $1,118 \text{ mbar}\cdot\text{l/s}$ zu erwarten. Im Vergleich zur Betonoberfläche ist diese Leckage an den Fugen etwa 11-mal höher und somit maßgebend für den Betrieb der Vakuumpumpen.

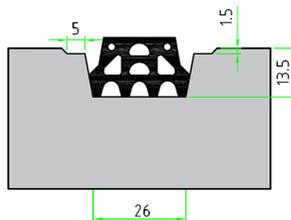


Abb. 5: Dichtung Profil „Tokyo“ in eine gefräzte Betonnut eingeklebt (Bildquelle: Fa. Sealable)

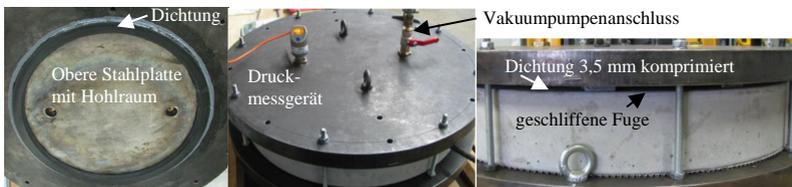


Abb. 6: Unterdruckmessung der Dichtung auf einer CNC geschliffenen Betonoberfläche (Bildquelle: Fa. Sealable)

Fazit

Die Realisierung einer vollfunktionsfähigen, 24 m Prototyp ermöglicht die komplette technische Grundlagenforschung eines Hyperloops. Mit der luftdichten 24 m Hyperloop Röhre sollen das Vakuum-, Schweben- und Antriebsystem getestet werden. Dabei sind die Herausforderungen zum einen die hohen Toleranzanforderungen an den eigentlichen Fahrweg im inneren der Röhre, zum anderen eine luftdichte Betonröhre mit trockenen, CNC geschliffenen, vorgespannten Fugen.

Die Röhre wird in Fertigteilbauweise hergestellt, wodurch ein qualitativer Hochleistungsbeton für die Kreissegmente unter stetiger Laborüberprüfung verwendet werden kann. Zudem werden die Röhrensegmente CNC bearbeitet, um eine präzise geschliffene trockene Fuge unter einseitiger Verwendung einer Tübbingdichtung luftdicht auszubilden. Bereits in diesem Projektabschnitt werden die Arbeitsschritte auf der Baustelle minimiert, um langfristig einen schnellen Bauprozess anzustreben.

Literatur

- [1] SUSPA-Monolithenspannverfahren ohne Verbund für nachträglichen Einbau nach DIN EN 1992-1-1; Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung; Z-13.2-95.
- [2] P. Lauff, O. Fischer: Effizienter Ultrahochleistungsbeton mit innovativer trajektorienorientierter „Bewehrung“. In: ce/papers 3, Nr. 2, S. 82-88, 04.2019
- [3] H. S. Schneider: Evaluation von CNC-plangeschliffenen und profilierten Trockenfugen aus ultrahochfestem Beton am Beispiel der Hyperloop-Röhre; Masterthesis, 18.02.2022.
- [4] J. Barendse: Permeability Measurement on High-Performance and Ultra-High-Performance Concrete for Hyperloop Tubes Using Helium Leak Detection; Bachelorthesis, 30.03.2022.
- [5] H. Gräf, H. Grube: Einfluss der Zusammensetzung und der Nachbehandlung des Betons auf seine Gasdurchlässigkeit; 1986.

CYBER SECURITY ENTSPANNT



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)

Interaktion von Stahlfasern und Durchstanzbewehrung im Bereich des Decken-Stützen-Knotens von Flachdecken

Sören Faustmann, Oliver Fischer



Sören Faustmann M. Sc.

2012-15 gewerbliche Ausbildung zum Beton- und Stahlbetonbauer

2012-17 Studium Bachelor Bauingenieurwesen, HaW Biberach

2017-19 Studium Master Bauingenieurwesen, TUM
seit 2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der TU München



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 Prüfingenieur und EBA-Prüfer

Die Interaktion von Durchstanzbewehrung und Stahlfaserbeton bietet großes Potential für die Optimierung der Tragfähigkeit, der Duktilität und der Ausführbarkeit von Decken-Stützen-Knoten. In aktuellen Regelwerken ist die Anwendung dieser kombinierten Verstärkungsmaßnahme aufgrund mangelnder experimenteller Untersuchungen explizit ausgeschlossen. Im vorliegenden Beitrag wird eine an der TUM durchgeführte Versuchsserie an kombiniert faser- und durchstanzbewehrten Flachdeckenausschnitten vorgestellt, mit der die bestehende Forschungslücke geschlossen werden soll. Abschließend werden die experimentellen Höchstlasten dem Bemessungsansatz der Neufassung des Eurocode 2 gegenübergestellt, der erstmals Anwendungsregeln für hybride Faser- und Durchstanzbewehrung bereitstellt.

The interaction of punching shear reinforcement and steel reinforced concrete offers great potential for the optimisation of the load-bearing capacity, the ductility and the feasibility of slab-column nodes. In current codes, the application of this combined strengthening technique is explicitly excluded due to a lack of experimental investigations. In this paper, a series of tests carried out at TUM on combined fibre and punching shear reinforced flat slab sections is presented, in order to close the existing research deficit. Finally, the experimental maximum loads are compared with the design approach of the new version of Eurocode 2, which for the first time provides application rules for hybrid fibre and punching shear reinforcement.

Einleitung

Seit vielen Jahren werden Methoden gesucht, um den Stützen-Decken-Knoten in verschiedensten Anwendungsfällen effektiv gegen das Durchstanzen zu verstärken. Dabei entstanden zahlreiche Durchstanzbewehrungssysteme wie Bügel, Doppelkopfanker oder Einbauteile, deren Einbau jedoch meist aufwändig und anfällig für Fehler ist. Eine Alternative dazu ist der Einsatz von Stahlfaserbeton, der den Stützen-Decken-Knoten ohne zusätzliche diskrete Bewehrungselemente verstärkt. Die Kombination beider Verstärkungsmethoden ist nach aktuellen deutschen Regelwerken (DAfStB-Richtlinie Stahlfaserbeton) [1] explizit untersagt, was in den Erläuterungen zur DAfStB-Richtlinie [2] mit dem Mangel an experimenteller

Forschung begründet wird. Je nach Anwendungsfall kann eine kombinierte Lösung aus Durchstanzbewehrung und Stahlfaserbeton erhebliche Vorteile für die fehlerfreie Ausführbarkeit und Wirtschaftlichkeit von Bauprojekten haben. Es ist daher anzustreben, eine flexible Anwendung von Durchstanzbewehrung und Stahlfaserbetonen – jeweils eigenständig oder in deren Kombination – für Planung und Ausführung zu ermöglichen.

Die Neufassung des Eurocode 2 (prEC2) [6] stellt erstmals Anwendungsregeln bereit, nachdem die Traganteile von Durchstanzbewehrung und Stahlfasern additiv flexibel miteinander kombiniert werden dürfen, wobei die immer noch unzureichende experimentelle Validierung ein bestehendes Problem bleibt.

Erste Tastversuche an der TUM zeigten 2021 in [7], dass die Kombination von Durchstanzbewehrung und Stahlfaserbeton ein erhebliches Potential zur Duktilitäts- und Traglaststeigerung bietet. Ferner sollen im vorliegenden Beitrag erstmalig acht experimentelle Durchstanzversuche an Flachdeckenausschnitten aus Stahlfaserbeton in Kombination mit Bügeln als Durchstanzbewehrung vorgestellt werden. Daran werden die Einflüsse des im Versuchsprogramm variierten Stahlfaser- und Durchstanzbewehrungsgehaltes diskutiert. Das additive Nachweiskonzept aus prEC2 wird abschließend an den gewonnenen Versuchsdaten überprüft und Verbesserungspotentiale formuliert.

Vorstellung der Versuche

Die neu durchgeführte Serie an Durchstanzversuchen der TUM baute direkt auf den Tastversuchen mit Bügeln aus [7] auf. Abb. 1 zeigt den Versuchsaufbau sowie eine schematische Darstellung der Versuchskörper mit Bügeln als Durchstanzbewehrung. Die oben eingebauten Versuchskörper wurden dabei über einen zentrisch angeordneten Hydraulikzylinder belastet und außen mit radial angeordneten Abspannstangen gehalten.

In den acht neuen Versuchskörpern variierten der Bügeldurchmesser der Durchstanzbewehrung und der verwendete Stahlfasergehalt. Bei zwei Versuchen wurde zudem der Längsbewehrungsgrad durch die Verwendung kleinerer Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung reduziert. Die Anzahl und Position der Bügelschenkel und Stäbe der Biegezugbewehrung blieben konstant.

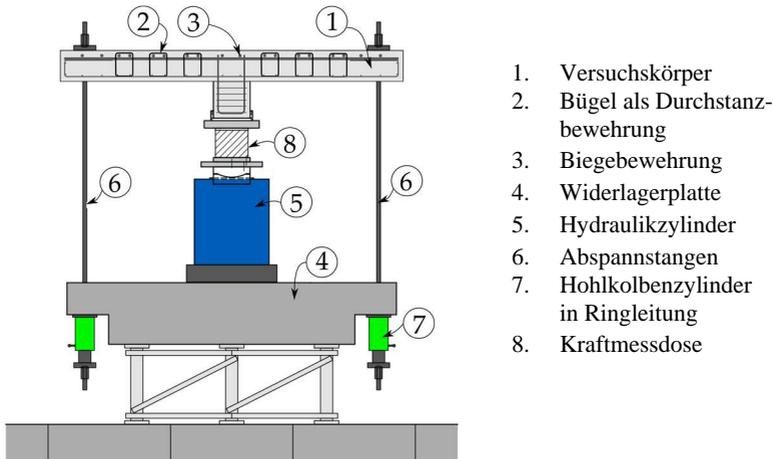


Abb. 1: Versuchsstand und schematische Darstellung der Versuchskörper mit Bügeln als Durchstanzbewehrung aus [7] (modifiziert)

Alle Versuchskörper wiesen eine Kantenlänge von 2,80 m, eine Plattendicke von $h = 25$ cm und geschlossene Bügel als Durchstanzbewehrung mit Bügelschlössern in der Biegedruckzone auf. Die Bügelabstände in radialer und tangentialer Richtung orientierten sich dabei an den gültigen Regelungen nach DIN EN 1992-1-1 + NA(D) [3,4]. Um ein vorzeitiges Biegeversagen der Versuchskörper zu vermeiden wurden hochfeste Stabstähle SAS 670/800 und SAS 900/1100 als Biegezugbewehrung verwendet. Der eingesetzte Transportbeton C30/37 enthielt Stahlfasern des Typs Dramix 4D 65/35 BG der Firma Bekaert in den Dosierungen 20, 40 und 80 kg/m³, was 0,25, 0,50 und 1,0 Vol.-% entspricht. Ein anbetonierter Stützenstummel mit quadratischem Querschnitt und 30 cm Kantenlänge vervollständigte den Versuchskörper. Alle wesentlichen Parameter und die zugehörigen maximalen Lasten der Versuche aus [7] und der neu durchgeführten Versuchsreihe sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Nähere Ausführungen und detailliertere Darstellungen zur Bewehrungsführung sind [7] zu entnehmen.

Tabelle 1: Versuchsparameter und Versagenslasten

Versuch	d_V [mm]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	V_f [Vol-%]	$f_{R3,m}$ [MPa]	ρ_l [%]	f_{yl} [MPa]	A_{sw} [cm ²]	\emptyset_{sw} [mm]	f_{ysw} [MPa]	V_{flex} [kN]	V_{Test} [kN]
M0-25-175-B10 ¹⁾	190	43,0	0,00	-	1,78	764	37,7	10	530	2.944	1.986
M3-25-175-B10 ¹⁾	186	44,5	1,00	7,69	1,82		37,7	10	430	3.211	2.186
4D80 B8 175	195	39,9	1,00	8,48	1,74	735	20,1	8	486	2.685	2.154
4D80 B6 175	200	50,8	1,00	7,68	1,69		11,3	6	484	2.734	2.430
4D40 B8 175	195	46,3	0,50	5,76	1,74	735	20,1	8	486	2.617	2.058
4D40 B6 175	188	48,2	0,50	6,02	1,74		11,3	6	484	2.634	1.942
4D20 B8 175	195	40,4	0,25	3,55	1,74	735	20,1	8	486	2.544	1.687
4D20 B6 175	197	42,2	0,25	3,20	1,72		11,3	6	484	2.606	1.699
4D40 B8 108	200	46,5	0,50	5,71	1,08	988	20,1	8	516	2.491	1.891
4D40 B8 108	200	48,4	0,50	6,43	1,08		11,3	6	538	2.505	1.861

d_V : statische Nutzhöhe für Durchstanznachweise; $f_{cm,cyl}$: mittlere Zylinderdruckfestigkeit; V_f : volumenbezogener Stahlfasergehalt; $f_{R3,m}$: mittlere Nachrissbiegezugfestigkeit bei CMOD = 2,50 mm nach DIN EN 14651 [5]; ρ_l : Längsbewehrungsgrad; f_{yl} : Fließgrenze der Biegezugbewehrung; A_{sw} : Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung bis 1,25 d (Reihe 1+2); \emptyset_{sw} : Bügeldurchmesser; f_{ysw} : Streckgrenze der Bügel; V_{flex} : Biegetragfähigkeit nach Bruchlinientheorie; V_{Test} : Versagenslast im Experiment;

¹⁾ vorangegangene Versuche (aus [7])

Versuchsergebnisse

In diesem Abschnitt werden im Rahmen einer ersten Auswertung qualitative Einflüsse des Stahlfasergehaltes sowie der Menge an Durchstanz- und Biegebewehrung auf das Last-Verformungsverhalten der Versuchskörper vorgestellt. Detailliertere Auswertungen sind derzeit in Arbeit und werden in naher Zukunft veröffentlicht.

Abb. 2 zeigt das Last-Durchbiegungsverhalten der Durchstanzversuchskörper bei variiertem Stahlfasergehalt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit steigenden Stahlfasergehalten höhere Bruchlasten erreicht werden. Dieser Effekt zeigt sich sowohl bei Bügeln mit $\emptyset_w = 8$ mm (Abb. 2 links) als auch bei dünneren Bügeln mit $\emptyset_w = 6$ mm (Abb. 2 rechts). Der Stahlfasergehalt scheint die Steifigkeit der Versuchskörper und deren Nachbruchverhalten nicht über den Rahmen üblicher Versuchsstreuungen hinaus zu beeinflussen.

Interaktion von Stahlfasern und Durchstanzbewehrung im Bereich des Decken-Stützen-Knotens von Flachdecken

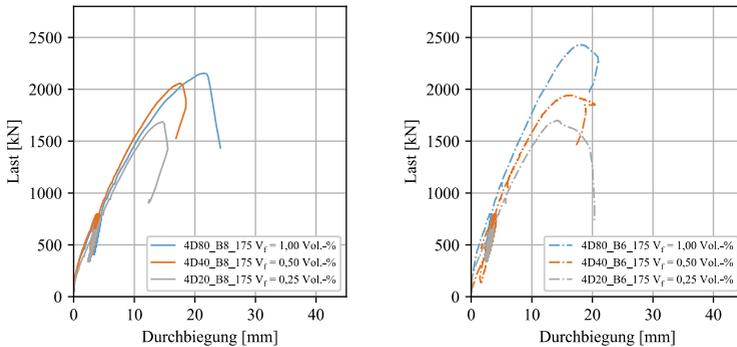


Abb. 2: Last-Durchbiegungskurven der Versuche mit Bügeln $\varnothing_w = 8$ mm (links) und $\varnothing_w = 6$ mm (rechts) mit variiertem Stahlfasergehalt (1,00, 0,50, 0,25 Vol.-%)

In Abb. 3 (links) werden die Last-Durchbiegungskurven aller Versuchskörper mit einem Stahlfasergehalt von 1,0 Vol.-% und variiertem Bügeldurchmesser gegenübergestellt. Sofort fällt auf, dass die starke Variation des Bügeldurchmessers mit einer Verdreifachung der Bügelquerschnittsfläche ($A_{sw,\varnothing_w=10\text{ mm}}/A_{sw,\varnothing_w=6\text{ mm}} = 37,7/11,3\text{ cm}^2 = 3,33$) nur eine verhältnismäßig geringe Auswirkung auf die erreichte Maximallast hat. Absolut erreichte sogar der Versuchskörper mit dem geringsten Bügeldurchmesser von $\varnothing_w = 6$ mm die höchste Bruchlast, was jedoch mit der höheren Betondruckfestigkeit zu begründen ist. Darüber hinaus war bei dem Versuchskörper mit kleinerem Bügelquerschnitt ($\varnothing_w = 6$ mm) ein duktileres Versagen zu beobachten, was sich in einem bogenartigen Abfall der strichpunktierten Last-Durchbiegungskurve widerspiegelt. Die Last-Durchbiegungskurven der beiden Versuchskörper mit Bügeldurchmesser $\varnothing_w = 8$ mm und $\varnothing_w = 10$ mm fallen hingegen schlagartig ab.

Bei der Variation des Längsbewehrungsgrades in Abb. 3 (rechts) fällt eine unterschiedliche Steifigkeit der Versuchskörper auf. Weiterhin waren die Bruchlasten der Versuche mit reduziertem Längsbewehrungsgrad etwas geringer als die der dazugehörigen Referenzversuche. Auch hier zeigt sich die erhöhte Duktilität im Versagenszustand mit geringeren Bügeldurchmessern.

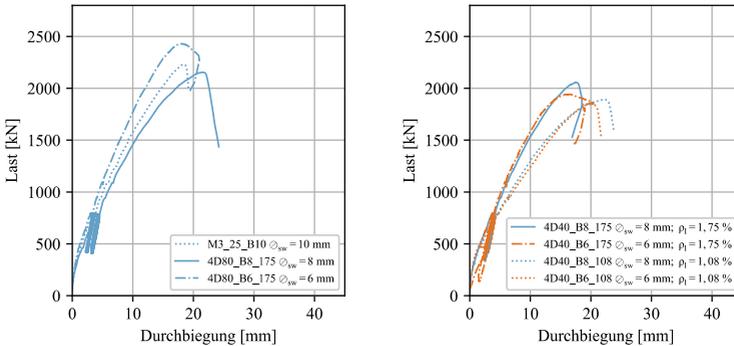


Abb. 3: Last-Durchbiegungskurven der Versuche mit 1,00 Vol.-% Stahlfasergehalt und variiertem Bügeldurchmesser (links). Last-Durchbiegungskurven unter Variation des Biegebewehrungsgrades bei Bügeln $\varnothing_w = 6$ mm und $\varnothing_w = 8$ mm bei 0,50 Vol.-% Stahlfasergehalt (rechts)

Bemessungsansatz nach prEC2

In der nächsten Generation des Eurocode 2 wird die Interaktion von Stahlfasern und Durchstanzbewehrung mit einem additiven Ansatz mit aufgenommen werden. In der Entwurfsfassung vom Oktober 2021 [6] ist folgende Formel für den Schubwiderstand angegeben:

$$\tau_{Rd,CF} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \quad (1)$$

Die widerstehende Gesamtspannung $\tau_{Rd,CF}$ setzt sich dabei aus dem Betontraganteil $\tau_{Rd,c}$ und dem Anteil der Durchstanzbewehrung $\rho_w \cdot f_{ywd}$ zusammen. Im Anhang L zu prEC2 wird zusätzlich der Traganteil der Stahlfasern f_{Ftud} ergänzt. Die Faktoren η_c , η_s und η_F sind Beiwerte um die Interaktion der einzelnen Traganteile untereinander rechnerisch zu berücksichtigen.

In den Betontraganteil $\tau_{Rd,c}$ gehen wie auch schon in der aktuellen Fassung des Eurocode 2 + NA(D) Faktoren wie die Betondruckfestigkeit, Längsbewehrungsgrad und die statische Nutzhöhe mit ein. Zusätzlich wird hier auch der Größtkorndurchmesser zur Berücksichtigung einer Rissverzahn-

nung erfasst. Der Stahltraganteil ermittelt sich aus der vorhandenen Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung im relevanten Bereich und wird in Abhängigkeit des Durchstanzbewehrungstyps wie Bügeln oder Doppelkopfkankern auf einen Maximalwert begrenzt. Die anrechenbare Spannung des Fasertraganteils f_{Ftud} ermittelt sich wie folgt:

$$f_{Ftud} = \kappa_0 \cdot 0,37 \cdot f_{R3,k} / \gamma_{SF} \quad (2)$$

κ_0 ist ein Faktor zur Berücksichtigung der Stahlfaserorientierung innerhalb des Betongefüges und ist ohne nähere Untersuchungen zu 0,50 definiert. $f_{R3,k}$ ist der charakteristische Wert der residuellen Nachrissbiegezugspannung nach DIN EN 14651 [5]. Der Interaktionsbeiwert η_F wird in [6] zu 1,0 festgelegt. Der Fasertraganteil wird demnach in voller Größe zu den anderen Traganteilen hinzuaddiert. Es wird somit von einer vollständigen additiven Interaktion zwischen Durchstanzbewehrung und Stahlfasertraganteil ausgegangen.

Durch Multiplikation der widerstehenden Gesamtspannung $\tau_{Rd,cF}$ mit dem jeweiligen Rundschnitt im Abstand $0,5d$ $b_{0,5}$ und der schubrelevanten statischen Nutzhöhe d_V ergibt sich die widerstehende Gesamtkraft $V_{Rd,cF}$:

$$V_{Rd,cF} = \tau_{Rd,cF} \cdot b_{0,5} \cdot d_V \quad (3)$$

Vergleich der experimentellen Höchstlasten mit dem Bemessungsansatz nach prEC2

Anhand der Maximallasten der durchgeführten Versuche kann erstmals eine Überprüfung der Modellsicherheit des additiven Bemessungsansatzes aus [6] für Flachdecken mit Bügeln als Durchstanzbewehrung und zusätzlicher Verwendung von Stahlfaserbeton erfolgen. Dazu werden die rechnerisch ermittelten charakteristischen Versagenslasten $V_{Rk,cF}$ nach prEC2 gemäß den Gleichungen (1) bis (3) ermittelt. Alle Teilsicherheits- und Dauerstandsbeiwerte sind dabei zu 1,0 angesetzt ($\alpha_{cc} = \gamma_c = \gamma_{sw} = \gamma_{SF} = 1,0$). Die charakteristische Betondruckfestigkeit wurde aufgrund der vorherrschenden Laborbedingungen mit $f_{ck} = f_{cm} - 4$ MPa ermittelt. Analog dazu wurde die charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit über den Ansatz $f_{R3,k} = 0,60 \cdot f_{R3,m}$ berechnet. Anschließend wird der Quotient aus der experimentellen Höchstlast V_{Test} und der ermittelten rechnerischen

Versagenslasten $V_{Rk,CF}$ gebildet, der auf der Ordinate von Abb. 4 aufgetragen ist. Nimmt dieses Verhältnis einen Wert größer 1,0 an, so ist die experimentelle Versagenslast größer als das Bemessungsmodell prognostiziert – die Bemessung ist demnach sicher. Auf der Abszisse von Abb. 3 links ist der Stahlfasergehalt der Versuche in Vol.-% angetragen. Es ist zu erkennen, dass alle zehn experimentellen Untersuchungen einen Verhältniswert $V_{Test}/V_{Rk,CF}$ größer 1,0 aufweisen. Die eingezeichnete Regressionsgerade steigt an, was auf eine größere Modellsicherheit bei hohen Stahlfasergehalten hindeutet. Abb. 4 (Mitte) zeigt in gleicher Darstellungsweise den Verhältniswert $V_{Test}/V_{Rk,CF}$ aufgetragen über den verwendeten Bügeldurchmesser. Hierbei ist zu erkennen, dass bei kleinem Bügeldurchmesser – also geringerem Durchstanzbewehrungsgrad – größere Verhältniswerte vorherrschen als bei größerem Bügeldurchmesser. Es ist demnach festzustellen, dass eine Trendabhängigkeit des Bemessungsmodells nach prEC2 von der Nachrissbiegezugfestigkeit (Stahlfasergehalt) und dem Durchstanzbewehrungsgrad (hier Bügeldurchmesser) vorhanden ist.

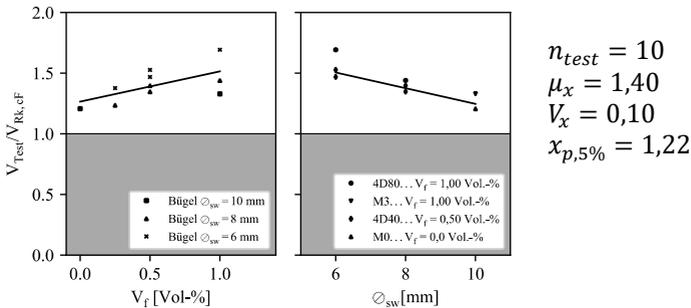


Abb. 4: Vergleich von Versuchsbruchlasten mit rechnerischen Durchstanzwiederständen von Durchstanz- und Stahlfaserbewehrten Flachdecken nach prEC2 [6]

Der mittlere Verhältniswert $V_{Test}/V_{Rk,CF}$ der zehn betrachteten Versuche beträgt $\mu_x = 1,40$ bei einem Variationskoeffizienten $V_x = 0,10$. Daraus ergibt sich ein 5%-Quantilwert von $x_{p,5\%} = 1,22$, was deutlich über dem im Eurocode 0 definierten Sicherheitswert von $x_{p,5\%} \geq 1,00$ liegt. Anhand der durchgeführten Versuche scheint die Bemessung nach prEC2 sicher. Das wirtschaftliche Potential des Stahlfaserbetons in Kombination mit Durchstanzbewehrung ist jedoch noch nicht voll ausgeschöpft.

Fazit

Die Interaktion von Stahlfaserbeton mit konventioneller Durchstanzbewehrung bietet ein großes Potential und ist in den aktuellen Regelwerken aufgrund mangelnder experimenteller Forschung untersagt. Im vorliegenden Beitrag wurden zehn an der TUM durchgeführte Durchstanzversuche an faser- und durchstanzbewehrten Flachdeckenausschnitten mit praxisüblichen Abmessungen vorgestellt. In der nächsten Generation des Eurocode 2 ist ein additives Bemessungsmodell mit separaten Traganteilen für Durchstanzbewehrung und Stahlfasern vorgesehen. Die rechnerischen Ergebnisse nach diesem Modell wurden den experimentell ermittelten Höchstlasten gegenübergestellt. An der vorliegenden Datenbasis erscheint das Bemessungsmodell nach prEC2 sicher, wobei vor allem bei kleinen Bügeldurchmessern und hohen Stahlfasergehalten die tatsächlichen Tragfähigkeiten deutlich unterschätzt werden. In weiteren Untersuchungen ist daher zu prüfen, inwiefern das Bemessungsmodell noch präzisiert werden kann um leichte Trendabhängigkeiten von Durchstanzbewehrungsgrad und Stahlfasergehalt zu verbessern und eine wirtschaftliche Bemessung und Anwendung zu gewährleisten.

Dank

Die neu vorgestellte Versuchsreihe wurde in Rahmen der Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF 21525 N/1) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert und am Lehrstuhl für Massivbau der TUM durchgeführt. Für die Unterstützung möchten sich die Autoren herzlich bedanken.

Literatur

- [1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2012-11) DAFStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. Beuth, Berlin
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 614 (2015-11): Erläuterungen zur DAFStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“. Beuth, Berlin
- [3] DIN EN 1992-1-1/2011-01: 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+AC2010
- [4] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [5] DIN EN 14651:2007-12: Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern – Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit); Deutsche Fassung EN 14651:2005+A1:2007
- [6] Entwurf zu DIN EN 1992-1-1/2021-10: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke. Deutsche Fassung prEN 1992-1-1:2021
- [7] Landler, J.; Fischer, E. (2021) Durchstanztragverhalten stahlfaserverstärkter Flachdecken mit Durchstanzbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau. <https://doi.org/10.1002/best.202000102>

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

Als innovativer Ingenieurdienstleister erarbeiten wir für Sie seit über 50 Jahren umfassende und praxisgerechte Lösungen – für anspruchsvolle Neubauvorhaben und zur Erhaltung von bestehenden Ingenieurbauwerken. **Büchting + Streit AG.**

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten



Entwicklung eines Verkehrslastmodells für Ingenieurbauwerke des Münchener U-Bahnnetzes

*Thibault Tepho, Marcel Nowak, Oliver Fischer, Philipp Tamm,
Markus Schöning*



M.Sc. Thibault Tepho

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



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

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 Prüflingenieur und EBA-Prüfer



Dipl.-Ing. (FH), M. Sc. Philipp Tamm

2009 Dipl.-Ing. (FH) (Bauingenieurwesen);
Technische Hochschule Deggendorf
2009- 2014 Projektingenieur;
(konstruktiver Ingenieurbau)
2014 M. Sc. (Bauingenieurwesen); TUM
2014-2019 Beratender Ingenieur
seit 2019 Stadtwerke München GmbH,
Geschäftsbereich Verkehrsinfrastruktur, Tragwerk-
planung



Dipl.-Ing (FH) Markus Schöning

1990 - 1995 Dipl.-Ing. (FH) Bauingenieurwesen,
Hochschule Augsburg
1995 – 1998 Tragwerksplaner, Projektingenieur
1998 -2018 Stadtwerke München GmbH (SWM),
Fachbereichsleiter Bautechnik und Bauwerksprü-
fung
2010-2018 SWM, Gesamtprojektleiter Sanierung und
Modernisierung U-Bhf. Marienplatz
seit 2020 SWM, Geschäftsbereich Verkehrsinfra-
struktur, Leitung Planung

Die U-Bahn ist in Großstädten ein wichtiger Bestandteil des öffentlichen Personennahverkehrs. Bei der Planung und Bemessung von Ingenieurbauwerken macht die Norm jedoch keine expliziten Vorgaben bzgl. der Verkehrsbelastung aus den Schienenfahrzeugen eines U-Bahnnetzes, was entweder zu konservativen Ergebnissen oder einem hohen Planungsaufwand führt. Aus diesem Grund wurde ein Verkehrslastmodell für die Neubauten des Münchener U-Bahnnetzes entwickelt. Dieses besteht u. a. aus einem vertikalen Verkehrslastmodell und einem Ermüdungslastmodell, welches über Betriebslastfaktoren λ_i beschrieben wird. Das Vorgehen zur Entwicklung der Verkehrslastmodelle beruht dabei in großen Teilen auf dem Eurocode.

Subway systems are an important part of public transports in big cities. However, regarding the design and calculation of engineering structures within a subway network, codes do not provide any explicit specifications in terms of traffic loading. This leads either to conservative results or to costly calculations due the extent of load modelling. For this reason, a traffic load model was developed for the design of new structures of the subway network of Munich. It contains e.g. a vertical traffic load model and a fatigue load model, which is represented through working load factors λ_i . The procedure used for the development of the load model is largely based on the Eurocode.

Einführung

Der öffentliche Personennahverkehr ist ein wichtiger Bestandteil einer städtischen (Verkehrs-)Infrastruktur. In großen Städten spielt dabei das U-Bahnnetz eine wesentliche Rolle. Es ist hierbei hauptsächlich durch Tunnel und unterirdischen Baustrukturen gekennzeichnet, beinhaltet aber auch zahlreiche Brücken oder brückenähnliche Strukturen, wie z.B. Decken von Unterführungen oder Tunnelquerungen.

Zur Bemessung dieser Strukturen machen Norm und Regelwerke bzgl. der Verkehrslastmodelle jedoch keine expliziten Vorgaben. Dementsprechend hat der planende Ingenieur die Möglichkeit das LM71 aus [1] anzusetzen oder alle Züge, Zugkombinationen und Verkehrsszenarien eines U-Bahnnetzes explizit in der Bemessung zu berücksichtigen. Auf der einen Seite führt dies zu deutlich höheren Belastungen und somit unwirtschaftlicheren

Ergebnissen, da sich das LM71 auf den regulären Schienenschwerverkehr bezieht. Auf der anderen Seite bedeutet dies einen deutlichen Mehraufwand in der Planung und Bemessung, der auf den Umfang der Lastmodellierung zurückzuführen ist.

Aus diesem Grund haben sich die Stadtwerke München GmbH (SWM) im Zuge der Erweiterung des Münchener U-Bahnnetzes dazu entschieden ein Verkehrslastmodell für das U-Bahnnetzes entwickeln zu lassen. Dieses soll bei der Planung und Bemessung von Neubauten berücksichtigt werden. Die verschiedenen Bestandteile des hierfür entwickelten Verkehrslastmodells werden nachfolgend dargestellt.

Vertikales Verkehrslastmodell

Das vertikale Verkehrslastmodell für das Münchener U-Bahnnetz wird auf Grundlage des Lastmodells LM71 aus [1] entwickelt. Beim LM71 handelt es sich um ein Ersatzlastmodell, was deterministisch hergeleitet wurde, sodass eine komplexe probabilistische Modellierung und Extremwertanalyse wie beim Straßenverkehr (wie z. B. in [2]) nicht erforderlich ist. Das Lastmodell wird dabei auf Beanspruchungsebene kalibriert, indem die Schnittgrößen infolge des LM71 ($S_{i,LM71}$) mit denen aus den Zugüberfahrten aus dem Fahrzeugbestand (S_i) miteinander verglichen werden. Auf beiden Seiten wird ein möglicher dynamischer Effekt über den Schwingbeiwert berücksichtigt (Φ bzw. $1+\varphi$). Die Kalibrierung erfolgt über einen Skalierungsfaktor α , sodass die Belastung aus dem Lastmodell immer größer oder gleich der Belastung aus den realen Zugüberfahrten ist. [3]

$$\Phi \cdot S_{i,LM71} \cdot \alpha \geq (1 + \varphi) \cdot S_i$$

Der Untersuchungsumfang für die Entwicklung des vertikalen Lastmodells orientiert sich an das Vorgehen aus [3], welches auch für das LM71 angewandt wurde. Die Schnittgrößen (Moment, Querkraft und Auflagerkräfte) werden am Stabsystem über Einflusslinien für kritische Nachweisstellen bestimmt. Die untersuchten Systeme sind Ein-, Zwei- und Vierfeldträger mit Feldstützweiten von 1 bis 60 m, wobei für die Stützweiten von 1 bis 4 m eine Sonderbetrachtung erforderlich ist. Dies ist auf die Definition des dynamischen Beiwerts für Betriebszüge in diesem Bereich zurückzuführen. Des Weiteren werden für Mehrfeldträger Systeme mit äquidistanten und

ungleichen Feldern generiert (Verhältnis bis 1:1,5). In Bezug auf die Belastung werden alle Bestandsfahrzeuge des Münchener U-Bahnnetzes berücksichtigt. Dies sind U-Bahnen, Lokomotiven, Sonderfahrzeuge und Arbeitsfahrzeugverbände. In Summe werden etwa 660.000 verschiedene Verkehrsszenarien untersucht.

Bei der Entwicklung des vertikalen Lastmodells wurden verschiedene Ansätze des LM71 untersucht: der exakte Ansatz nach [1], ein vereinfachter feldweiser und ein vereinfachter halbfeldweiser Ansatz. Der vereinfachte Ansatz besteht darin, dass die Linienlast des LM71 durchgehend ist und die Achslasten um diese zusätzliche Last im Bereich der vorherigen Lücke reduziert werden. Beim exakten Ansatz nach [1] wird das LM71 nur dann aufgebracht wenn es ungünstig wirkt. In den beiden anderen Fällen wird das Lastmodell angesetzt, wenn dessen Wirkung feldweise bzw. halbfeldweise ungünstig ist. Die Untersuchungen ergaben, dass der feldweise Ansatz deutlich höhere Skalierungsfaktoren als der exakte Ansatz besitzt. Dies ist auf einige Einflusslinien zurückzuführen, bei denen sich die Wirkung aus der Linienlast des LM71 feldweise (größtenteils) aufhebt, sodass rechnerisch nur noch die Achslasten skaliert werden. Diesem Effekt wirkt der halbfeldweise Ansatz entgegen. Die Ergebnisse nähern sich denen des exakten Ansatzes an (siehe auch Abb. 1). Da die genannten Vereinfachungen ein gängiges Vorgehen in der Praxis sind, wird im Sinne der Anwenderfreundlichkeit der halbfeldweise Ansatz als Lastmodell festgelegt.

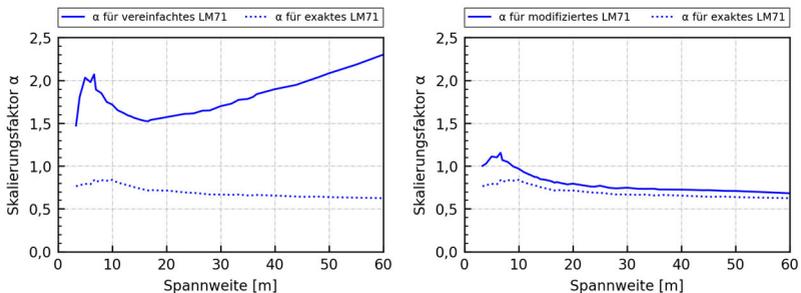


Abb. 1: Skalierungsfaktor α – Vergleich der Anwendung des exakten LM71 und des vereinfachten LM71 (links: feldweiser Ansatz, rechts: halbfeldweiser Ansatz)

Zur Kalibrierung des Lastmodells werden auch bzgl. der Skalierung verschiedene Ansätze betrachtet. Dies sind auf der einen Seite zwei globale

α -Werte, die für die Stützweitenbereiche bis 20m und von 20 bis 60m gelten und den maximalen Skalierungsfaktoren in den jeweiligen Bereich entsprechen. Auf der anderen Seite ist ein differenzierter Ansatz bei dem sowohl Achs- als auch Linienlast einen separaten Skalierungsfaktor haben, welcher über eine Optimierungsaufgabe bestimmt wird. Der differenzierte Ansatz liefert die besten Ergebnisse. Die Skalierungsfaktoren des Lastmodells betragen somit $\alpha_{UDL}=0,30$ und $\alpha_{Achs}=2,00$.

Zuletzt werden die Ergebnisse an Plattensystemen kontrolliert und validiert, um Effekte wie den zwei axialen Lastabtrag oder der Schiefwinkligkeit zu berücksichtigen. In diesen Systemen werden verschiedene Lastquerpositionen untersucht, welche anschließend auch im Rahmen von Untersuchungen bzgl. der Mehrgleisigkeit hergenommen werden. Die oben genannten Ergebnisse konnten an den realen Tragwerken validiert werden. Gleiches gilt für die Anwendungsregeln aus [1] bzgl. der Mehrgleisigkeit.

Das vereinfachte, modifizierte und über den differenzierten Ansatz skalierte LM71 (nachfolgend als LM71_{MUC} bezeichnet) bildet somit ein anwenderfreundliches und wirtschaftliches Lastmodell für die Bemessung von Neubauten. Es wird dabei i. A. wie das LM71 verwendet. Genaueres zur Herleitung des vertikalen Lastmodells ist in [4] erläutert.

Betriebslastfaktoren für den Ermüdungsnachweis mit Spannungsschwingbreiten

Das entwickelte vertikale Lastmodell LM71_{MUC} dient auch als Lastmodell für den Ermüdungsnachweis. Dabei ist der dynamische Beiwert aus [1] ebenfalls anzusetzen. Der Ermüdungsnachweis wird für das Münchener U-Bahnnetz mit dem Nachweis der Spannungsschwingbreiten geführt. Für ein paar Fälle gibt es die Möglichkeit einen vereinfachten Nachweis zu führen, wie z. B. für Beton unter Druck. Von einem expliziten Betriebsfestigkeitsnachweis mit direkter Berechnung der Schadenssumme wird i. d. R. abgesehen. Der Ermüdungsnachweis mit Spannungsschwingbreiten wird baustoffbezogen mit Hilfe von Betriebslastfaktoren geführt. Diese berücksichtigen Materialeigenschaften sowie die (Verkehrs-)Charakteristik des U-Bahnnetzes in Bezug auf das Verkehrslastmodell. Für das Münchener U-Bahnnetz werden die Betriebslastfaktoren für Stahl (Betonstahl, Spann-

stahl, Baustahl, Kopfbolzendübel in Verbundbauteilen) und Beton ermittelt. Das Vorgehen hierzu ist an [5] angelehnt und entspricht somit auch dem Vorgehen des Eurocodes.

Die Betriebslastfaktoren berücksichtigen dabei verschiedene Einflüsse: die Stützweite und die Verkehrsmischung ($\lambda_{i,1}$), das jährliche Verkehrsaufkommen ($\lambda_{i,2}$), die Nutzungsdauer ($\lambda_{i,3}$) sowie die Mehrgleisigkeit ($\lambda_{i,4}$). Für den Beton kommt zusätzlich noch der Einfluss der Dauerspannung ($\lambda_{c,0}$) hinzu. Durch Multiplikation aller Faktoren miteinander, ergibt sich somit der gesamte Betriebslastfaktor (λ_i), mit dem letztendlich der Ermüdungsnachweis geführt wird [5]. Die Betriebslastfaktoren $\lambda_{i,2}$ und $\lambda_{i,3}$ werden sinngemäß aus dem Eurocode übernommen. Dabei werden die Referenzwerte für die Bemessungslebensdauer auf 100 Jahre und die Jahrestonnage auf $45 \cdot 10^6$ Tonnen/Jahr festgelegt. Die Jahrestonnage beruht hierbei auf der Prognose der SWM für das Jahr 2030. Im Falle des Betriebslastfaktors $\lambda_{i,4}$ zur Berücksichtigung der Mehrgleisigkeit wird aufgrund von Überlegungen in Bezug auf die Begegnungshäufigkeit der Wert auf der sicheren Seite zu 1,0 gesetzt.

Das Vorgehen zur Ermittlung des Beiwerts $\lambda_{i,1}$ zur Berücksichtigung von Stützweite und Verkehrsmischung wird exemplarisch am Beispiel der Stahlmaterialien dargestellt. I. A. gilt, dass der Betriebslastfaktor λ_s die Verbindung zwischen der Schwingbreite aus dem $LM71_{MUC}$ ($\Delta\sigma_{s,71}$) und der schädigungsäquivalenten Schwingbreite ($\Delta\sigma_{s,equ}$) herstellt [5].

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

Zur Bestimmung des Betriebslastfaktors $\lambda_{i,1}$ werden die für die Schwingbreiten erforderlichen Spannungen infolge von Zugüberfahrten und dem $LM71_{MUC}$ bestimmt. Diese werden über Einflusslinien mit Hilfe der Schnittgrößen generiert. Dabei wird eine vereinfachte Schnittgrößen-Spannungs-Beziehung in Kombination mit der Grenzfallbetrachtung der Schadensumme $D_{sd}=1,0$ zugrunde gelegt. Über das Rainflow-Verfahren werden anschließend die Spannungsamplituden $\Delta\sigma_i$ und zugehörigen Häufigkeiten n_i für die gegebene Referenzwerte des Verkehrsvolumens und der Nutzungsdauer ermittelt. Hiermit kann das schädigungsäquivalente Einstufenkollektiv D_{sd} bestimmt werden. Über die Wöhlerlinien fließen hier die Materialkenngrößen mit ein. Somit werden die schädigungsäquivalenten Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,equ}$ ermittelt und die Betriebslastfaktoren über die oben angegebene Formel bestimmt. [5]

Zur Ermittlung der Betriebslastfaktoren $\lambda_{i,1}$ wird lediglich ein teilbeladener C2-Zug berücksichtigt, da es sich hierbei um die schwerste U-Bahn im Münchener Netz handelt und diese auch mit deutlich größer Frequenz verkehrt als Arbeitsfahrzeuge. Die Untersuchungen werden ebenfalls an Stabsystemen durchgeführt. Diese sind im Vergleich zum vertikalen Verkehrslastmodell um Dreifeldträger und weitere Nachweisstellen ergänzt.

Der Beiwert $\lambda_{i,1}$ wird somit für genannten Umfang bestimmt und anschließend in Form von Diagrammen über die Stützweite der betrachteten Nachweisstelle dargestellt, differenziert nach Beanspruchungsart (Längsspannung oder Schubspannung) und nach Lage des Nachweisquerschnitts im System (siehe Abb. 2). Die Kurven bilden dabei die Einhüllenden der einzelnen Fälle über die Stützweite ab.

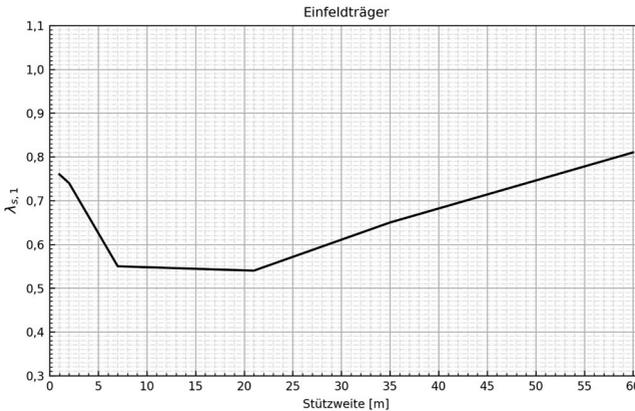


Abb. 2: Beiwerte $\lambda_{s,1}$ für Wöhlerlinie mit $k_1=5$, $k_2=9$ und $N^*=10^6$ bei Längsspannungen für Einfeldträger

Für die Stahlmaterialien wird die Annahme zugrunde gelegt, dass ein linearer Zusammenhang zwischen Schnittgrößen und Spannungen besteht. Der Beton wird im Zustand II angenommen (gerissener Zustand), sodass diese Annahme nicht gilt. Darüber hinaus hat das Mittelspannungsniveau einen Einfluss auf die Bestimmung der Betriebslastfaktoren $\lambda_{c,1}$ für Beton. Dementsprechend liegt der Ermittlung von $\lambda_{c,1}$ ein anderes Schädigungsmodell zugrunde. So wird ein angepasster Formelapparat in oben genanntes Vorgehen angewandt, statt den Spannungen bezogene Spannungen hergenommen und der Einfluss des permanenten Lastniveaus berücksichtigt [5]. Im

Rahmen der Untersuchungen hat sich hierbei ergeben, dass bezüglich der Dauerspannungen keine einheitliche Tendenz zu erkennen ist, sodass $\lambda_{c,0}$ zu 1,0 gesetzt wird und für $\lambda_{c,1}$ das ungünstigste Lastniveau die Einhüllende der Ergebnisse bestimmt. Dies ermöglicht somit dem planenden Ingenieur eine einfache und sichere Handhabung der Betriebslastfaktoren für den Ermüdungsnachweis.

Wie beim vertikalen Verkehrslastmodell werden die ermittelten Ergebnisse an Plattensystemen überprüft und validiert. Hierbei treten bei einzelnen Systemen Fälle auf, welche die Ergebnisse aus den Stabsystemen überschreiten. Demzufolge, werden die Modellkurven für die Diagramme mit einem Faktor von 1,05 beaufschlagt.

Weitere Bestandteile des Verkehrslastmodells

Neben dem vertikalen Verkehrslastmodell und den Betriebslastfaktoren für den Ermüdungsnachweis sind noch weitere Bestandteile des Verkehrslastmodell vorhanden, wie es auch in [1] der Fall ist. Generell wird der Ansatz verfolgt, Vorgaben aus [1] oder anderen Regelwerken soweit es geht zu übernehmen oder sinngemäß zu adoptieren. Dies ist z.B. für das Nachweisformat mit Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwert, dem dynamischen Beiwert bzw. den vertikalen Ersatzlasten für Erdbauwerke und Erdrücke der Fall. Im Gegenteil dazu werden die Einwirkungen aus Anfahen und Bremsen (Horizontalkräfte) auf das Münchener U-Bahnnetz angepasst. Sie werden hierfür über den Reibbeiwert und das Gewicht der Fahrzeuge oder der Fahrzeugachssequenzen bestimmt [6]. Die Anfahr- und Bremskräfte werden dann über eine Einflusslänge beschrieben.

Fazit

Zusammenfassend konnte für die Planung und Bemessung von Ingenieurbauwerken des Münchener U-Bahnnetzes ein einheitliches und konsistentes Verkehrslastmodell entwickelt werden, was sich über seine Anwenderfreundlichkeit und Wirtschaftlichkeit auszeichnet. Das Lastmodell wurde in Anlehnung an [1] entwickelt. Das vertikale Lastmodell entspricht dabei einem vereinfachten LM71 (durchgehende Linienlast und reduzierte Achs-

lasten) mit halbfeldweisen Ansatz (wenn ungünstig wirkend). Das Lastmodell wird in Bezug auf [1] skaliert, in dem die Achs- und Linienlast des Lastmodells mit jeweils separaten Faktoren beaufschlagt werden. Des Weiteren wurden u. a. Betriebslastfaktoren mit Bezug auf das U-Bahnnetz ermittelt. Das Verkehrslastmodell mit all seinen Komponenten wird in Form eines Anwendungsdokuments festgehalten, welches in Kombinationen mit den bestehenden Normen und Regelwerken angewandt werden soll, sobald es offiziell eingeführt wurde. Somit wird dem planenden Ingenieur zukünftig ein einfaches, praxistaugliches Werkzeug zur Verfügung gestellt, mit dem sich Ingenieurbauwerke des Münchener U-Bahnnetzes sicher und wirtschaftlich planen und bemessen lassen.

Literatur

- [1] DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010.
- [2] Tepho, T.; Fischer, O.; Nowak, M.: Objektspezifische Verkehrslastansätze im Rahmen des Ankündigungsnachweises nach „Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion“ am Beispiel der Kreuzhofbrücken München. 5. Brückenkolloquium, S. 499-504, 2022.
- [3] ERRI D 192/RP 2, Lastbild für die Berechnungen der Tragwerke der internationalen Strecken: Vergleich der Einwirkungen des derzeitigen und künftigen Schienenverkehrs auf internationalen Strecken mit denen aus Lastbild UIC 71 auf deterministischer Grundlage, Utrecht, April 1994.
- [4] Tepho, T.; Nowak, M.; Fischer, O.; Tamm, P.; Schöning, M.: Development of a traffic load model for bridge structures within an urban subway system. IABSE Congress Ghent 2021, Ghent, 2021.
- [5] Bagayoko, L.: Betriebsfestigkeit von Eisenbahnbrücken in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise, Dissertation am Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, München, 1998.
- [6] Geißler, K.: Handbuch Brückenbau, 2014.

Additive Fertigung von Beton im Extrusionsverfahren – ausgewählte Pilotprojekte und Bewehrungsstrategien beim 3D-Druck

Freek Bos



Dr.ir. Freek Bos

1996-2002 Studium Architektur und Bautechnologie, TU Delft, NL

2003-2004 Statiker/Projektleiter ABT, NL

2004-2009 Doktorand TU Delft, NL

2009-2010 Post-Doc, Universität Gent, BE

2011-2015 Projektleiter/Spezialist Glas, Witteveen+Bos, Deventer, NL

2015-2022 Ass. Prof. Massivbau, TU Eindhoven, NL

seit 2022 Gruppenleiter Extrusionsbasierte additive Fertigung von Beton, Lehrstuhl für Massivbau, TUM

Die wachsenden Ambitionen bezüglich Umfangs und Anwendung des 3D Betondrucks (3DCP) in Bauprojekten unterstreicht, dass der Technologie allgemein ein wirtschaftliches Potenzial zugesprochen wird. Dieser Beitrag geht kurz auf einige kürzlich abgeschlossene Projekte ein und zeigt, dass die Anwendung in der Praxis derzeit noch untersucht wird und diese Projekte eher der Entwicklung der Technologie dienen als umgekehrt. Ein Haupthindernis für 3DCP, mit konventionellem Stahlbeton zu konkurrieren, ist die Verfügbarkeit geeigneter Bewehrungsmethoden. Dieser Beitrag konzentriert sich weiter auf dieses Thema und stellt zwei vielversprechende, innovative Bewehrungsmethoden vor: Kabel und Schrauben.

The growing ambition in scale and application in 3D Concrete Printing (3DCP) projects underlines that the technology is widely regarded to have economic potential. This paper briefly discusses several recently completed projects, showing that the application in practice is still being explored, and these projects serve the development of the technology rather than vice versa. A significant obstacle for 3DCP to compete with conventional reinforced concrete is the availability of suitable reinforcement methods. This paper further focuses on this issue and presents two promising innovative reinforcement methods: cables and screws.

Einleitung

In einer Zeit, in der die Bauindustrie mit einer Reihe von Herausforderungen zu kämpfen hat, die von nachlassender Produktivität, CO₂-Emissionen und Materialverbrauch hin zu Fachkräftemangel und Gesundheits- und Sicherheitsbedenken reichen, haben die aufkommenden Technologien für die additive Herstellung zementhaltiger Materialien (AMoC) eine Entwicklungsgeschwindigkeit erlangt, die in der eher konservativen Baubranche selten zu sehen ist. Dies gilt insbesondere für das Verfahren des Materialauftrags durch Schichtextrusion, im Volksmund als 3D-Betondruck (3DCP, *3D Concrete Printing*) bekannt. Im Vergleich zu anderen AMoC-Technologien wie dem Partikelbettdruck ist 3DCP relativ einfach durchzuführen (niedrige Schwelle in Bezug auf finanzielle und Wissensinvestitionen und Verwendung von mehr oder weniger Standardgeräten), und ermöglicht gleichzeitig vergleichsweise hohe Ablagerungsraten. Während vor 5 bis 10 Jahren das bloße Auftragen von ein paar übereinander gestapelten Mörtelschichten durch einen vorprogrammierten Roboter beeindruckte, wurden in den letzten Jahren bereits tatsächlich genutzte Gebäude und andere Bauwerke errichtet, bei denen diese Technologie in großem Umfang eingesetzt worden ist.

Regelmäßig werden neue Projekte vorgestellt. Einige aktuelle Beispiele sind ein Haus in Austin, Texas, USA („House Zero“, von „Icon“ and „Lake|Flato Architects“) und zwei zweistöckige Gebäude in Kanada (von „nidus3D“) und in den USA (von „PERI 3D Construction“ and „CIVE“) [1].

Dies ermöglicht nun einige (erste) Einschätzungen zum Stand der Technik und ihrem Potenzial, die Art und Weise, wie wir bauen, zu revolutionieren. Zu diesem Thema sind kürzlich zwei Publikationen erschienen. Ma et al. [2] analysierte formell den Entwicklungsstand, indem es seinen Platz auf der Skala des *Technology Readiness Levels* (TRL) identifizierte. Sie kamen zu dem Schluss, dass 3DCP für Stadtmobiliar und (Einfamilienhaus-) Wohngebäude im Dezember 2021 bei TRL 6–7 liegt, was dem prototypischen Einsatz der Technologie in den letzten Jahren entspricht. Die Skala reicht von TRL 0 (Beobachtung und Beschreibung des Prinzips) bis zu TRL 9 (qualifiziertes Produktionssystem).

Bos et al. [3] hingegen hat eine Reihe kürzlich realisierter Projekte für eine thematisch vertiefende Analyse ausgewählt und damit einen sehr konkreten Einblick in die praktischen nächsten Schritte gegeben, die erforderlich sind, um den Schritt von der Kuriosität zur etablierten Technologie zu ermöglichen. Neben dem Bedarf an verstärkten Schulungs- und Trainingsanstrengungen identifizierten sie den Mangel an geeigneten Bewehrungsmöglichkeiten als großes Hindernis für die Weiterentwicklung der 3DCP-Technologie zu einer Alternative zum konventionellen Stahlbetonbau.

Zunächst werden einige Projekte diskutiert. Anschließend konzentriert diesen Beitrag sich auf eines der Hauptthemen: Bewehrung. Nach einer Diskussion über allgemeine Aspekte werden die Technologien der automatisierten Kabelbewehrung und der robotergestützten Schraubbewehrung als mögliche Lösungen vorgestellt.

Projekte

In den letzten Jahren ist die Zahl der 3DCP-Projekte weltweit so schnell angestiegen, dass eine umfassende Darstellung nicht mehr möglich ist. Die im Folgenden besprochenen Projekte geben dennoch einen Einblick in die jüngsten Entwicklungen und den aktuellen Stand der Technik in der Praxis.

Im Jahr 2019 wurde in Dubai die möglicherweise (nach Volumen) größte 3D-gedruckte Struktur der Welt realisiert, mit der Absicht, den Bau mit minimalem Arbeitsaufwand zu erforschen (Abb. 1a) [3]. Der Betonbau dieses 640 m² großen zweistöckigen Verwaltungsgebäudes wurde von „Apis Cor“ in 500 Stunden Druck gedruckt. Das 9,5 m hohe Bauwerk wird von einem Stahlbetonrahmen getragen, für den einige der gedruckten Bauteile

als verlorene Schalung dienten. „Apis Cor“ benutzte seinen typischen zylindrischen Roboter direkt vor Ort an 22 verschiedenen Positionen.

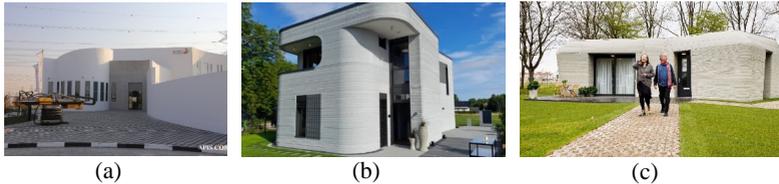


Abb. 1: 3DCP Gebäude: (a) Bürogebäude, Dubai, (b) Haus, Deutschland, (c) Haus *Milestone*, Niederlande. (a) und (b) reproduziert von [3], (c) genommen von www.nl.weber/3Dbetonprinten.

Das erste 3D-gedruckte Wohngebäude in Deutschland ist ein zweistöckiges Haus in Beckum mit 80 m² Grundfläche pro Etage, entworfen von „MENSE KORTE ingenieure + architekten“ (Abb. 1b) [3,4]. Das von PERI mit einem 15 × 12,5 × 6 m³ großen „BOD2“-Drucker von „COBOD International“ errichtete Bauwerk verfügt über 3 gedruckte Wandtypen: 1) nicht tragende Trennwände, 2) tragende Wände aus gedruckter, verloraener Schalung mit unbewehrtem Gussbeton und 3) zweischalige Wände mit einer nicht tragenden Außenschale und einer tragender Innenschale, der aus zwei Drucksträngen hergestellt wurde. Die vertikale Lastabtragung und Aussteifung des Gebäudes erfolgt über Wände und Stützen aus unbewehrtem Gussbeton (C25/30), die auch ohne die tragenden 3D-gedruckten Elemente die Stabilität und Aussteifung des Gebäudes gewährleisten.

Das erste Haus des „*Project Milestone*“, das darauf abzielt, die durch die 3D-Drucktechnologie ermöglichte Gestaltungsfreiheit zu demonstrieren, wurde im April 2021 fertiggestellt und eröffnet (Abb. 1c). Dieses von „Van Wijnen“ konstruierte einstöckige Wohnhaus umfasst etwa 94 m², die von mehreren 3D-gedruckten Betonwandelementen umschlossen sind [3]. Das Dach wird von den 2,6 m hohen Wänden getragen, die ausschließlich durch Extrusionsverfahren ohne nachträgliches Ausbetonieren der Hohlräume hergestellt wurden. Alle Wände wurden in der Werkstatt von „De Printfabriek“ gedruckt und auf Lastwagen zur Baustelle transportiert.

Neben Gebäuden findet man 3DCP bereits auch in kleineren Infrastrukturobjekten, beispielsweise in Fußgängerbrücken.

Die Brücke „*Striatius*“, entworfen von der „Block Research Group“ und „Zaha Hadid Architects“, wurde 2021 als Teil der Ausstellung „*Time Space Existence*“ realisiert, die vom Europäischen Kulturzentrum während

der Biennale in Venedig ausgerichtet wurde (Abb. 2a) [3]. Diese mehrbeinige Fußgängerbrücke mit einer maximalen Spannweite von 15,1 m und einer Höhe von 3,5 m besteht aus 53 einzigartigen 3D-gedruckten Teilen, die zusammen als ein rein druckbelasteter Bogen fungieren, wodurch mit Mörtel vergossene Verbindungen oder Zugbewehrungen überflüssig werden. Die Druckkopfgeschwindigkeit wurde entsprechend der lokal erforderlichen Schichthöhe angepasst, bis zu maximal 250 mm/s. Die Teile wurden von „Incremental3D“ gedruckt. Der gedruckte Beton ist voll tragfähig (unter Druck) und es wurde kein Bauteil zusätzlich mit Beton ausgefüllt. Die Brücke ist für ca. 6 Monate öffentlich zugänglich und wird dann demontiert.



(a)



(b)

Abb. 2: 3DCP Brücke: (a) Brücke „Striatus“, Italien, (b) Brücke, Niederlande. (a) reproduziert von [3], (b) genommen von www.nl.weber/3Dbetonprinten.

Eine 29 Meter lange Brücke auf Basis von 3DCP wurde 2021 in Nijmegen, Niederlande, eröffnet (Abb. 2b) [5]. Das Brückendesign basiert auf einem doppelt gekrümmten Deck, das sich über sich verjüngende Säulen erstreckt, die aus dem Deck zu sprießen scheinen. Diese von der Natur inspirierte Form veranschaulicht die geometrische Freiheit, die durch den 3D-Druck ermöglicht wird und mit traditionellen Konstruktionstechniken nahezu unmöglich effizient herzustellen ist. Wie der 2017 in Gemert, Niederlande, [6] realisierte technologische Vorgänger basiert das Tragwerksprinzip auf der Montage mehrerer gedruckter Elemente, die durch Spannglieder miteinander verbunden sind. Das Vorspannungsniveau wird so gewählt, dass in jedem Abschnitt ausschließlich Druckspannungen wirksam bleiben. Die Gesamtlänge der Brücke wurde in fünf einfach gelagerte Spannweiten zwischen 4,5 und 6,5 m unterteilt. Die Geometrie aller Elemente ist aufgrund des maßgeschneiderten, doppelt gekrümmten Brückendesigns einzigartig.

Die TRL 6–7 (gemäß [2]) wird durch die Tatsache bestätigt, dass in keinem dieser Projekte die Vorteile der additiven Fertigung (niedrige Kosten, hohe Baugeschwindigkeit) – abgesehen vielleicht von den geometrischen Möglichkeiten genutzt werden konnten. Ihr Ziel ist es vielmehr, die Technologie zu präsentieren und/oder an den tatsächlichen Anforderungen der Praxis zu testen. Diese Projekte dienen nach wie vor der Entwicklung der Technologie und nicht umgekehrt.

Asprone et al. [7] zeigte, dass trotz der Anwendung bekannter Grundprinzipien des konstruktiven Betonbaus die 3DCP-Technologie eine Reihe von Unbekannten einführt (Abb. 3), die die Entwicklung gängiger bautechnischer und genehmigungstechnischer Ansätze erschweren. Dies spiegelt sich in der Vielfalt der Vorgehensweisen sowohl bei der Berechnung als auch bei der Genehmigung der oben vorgestellten Projekte wider.

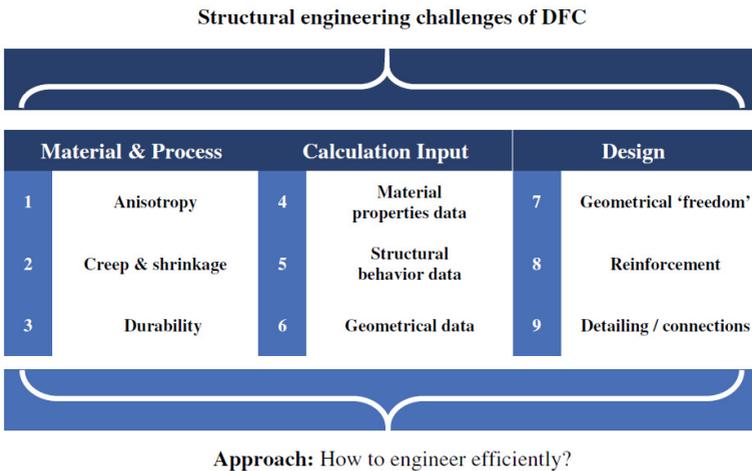


Abb. 3: Überblick über die Unsicherheiten im Zusammenhang mit der Tragwerkplanung mit 3D-gedrucktem Beton. Reproduziert von [7].

Am bemerkenswertesten an aktuellen 3DCP-Projekten ist vielleicht, dass der gedruckte Beton auf vielfältige Weise verwendet wird, jedoch nicht als Ersatz für konventionellen Stahlbeton. Vielmehr ist die strukturelle Nutzung von 3DCP noch begrenzt. Wir sehen seine Verwendung entweder als verlorene Schalung für gegossenen Ortbeton (auch beliebt bei anderen hier nicht erwähnten Projekten) oder statisch in druckdominierten Strukturen,

die das Fehlen von Bewehrung zulassen. Eine beträchtliche Anzahl von Projekten vermeidet auch den strukturellen Einsatz von 3DCP vollständig (z. B. Stadtmobiliar, Fassadenelemente usw.). All dies ist einfach dem Mangel an geeigneten Bewehrungstechnologien geschuldet.

In der Bauphase bleibt das Materialverhalten die zentrale Herausforderung. Noch wichtiger als bei herkömmlichem Beton ist die Konsistenz der Materialzusammensetzung, aber selbst, wenn diese vermeintlich in Ordnung ist, treten aus noch nicht vollständig geklärten Gründen optische Qualitätsschwankungen (Unebenheiten) auf. Ebenso verursachen die Verformungen im frischen Zustand (d. h. kurz nach der Ablagerung und vor dem anfänglichen Abbinden), wenn sie nicht berücksichtigt werden (und dies ist im Allgemeinen nicht der Fall), nicht gewollte Maßabweichungen: eine geringere Gesamthöhe und eine größere Breite der Wände. Dies kann eine Vielzahl von Problemen verursachen, z. B. zusätzliches Eigengewicht oder ungleichmäßige Positionierung von Fensteröffnungen. Für ein weiteres Mainstreaming der Technologie, insbesondere bei der Verwendung lokal bezogener Materialien (Zuschlagstoffe), müssen diese Aspekte besser verstanden und kontrolliert werden.

Auch die Drucklogistik erfordert weitere Aufmerksamkeit. Hier besteht die prinzipielle Wahl darin, auf der Baustelle oder in der Fabrik zu drucken. Das Drucken in der Fabrik ermöglicht einen besser optimierten Druckprozess, erfordert jedoch den Transport der gedruckten Elemente zur Baustelle, was hinsichtlich der Elementgröße, der Transportentfernung usw. sorgfältig abgewogen werden muss. Das Drucken auf der Baustelle ist mit anderen Herausforderungen verbunden und erfordert oft zusätzliche Maßnahmen wie Wetterschutzzelte. Zur Veranschaulichung: Der Druck des Dubai-Projekts fand wegen des Temperatureinflusses auf den Beton nachts statt [3]. Mit zunehmender Projektgröße stellen sich neue Fragen bezüglich Drucker und Projektgröße. Portalroboter decken normalerweise den gesamten Projektbereich ab, aber wie lange wird dies mit nur einer Düse an einem Drucker wirtschaftlich bleiben? Oder wäre es vorteilhafter, mehrere Druckerstandorte zu haben, wie es bei kleineren Robotern wie Industrierarmrobotern der Fall ist. In jedem Fall muss die optimale Reihenfolge erarbeitet werden.

Über das langfristige Verhalten von 3DCP-Strukturen nach Fertigstellung ist sehr wenig bekannt. Es hat sich jedoch bereits herausgestellt, dass die meisten Druckmörtel ein erhebliches Schwinden aufweisen, der zu einer

großflächigen Rissbildung führen kann. Dies kann insbesondere bei unbewehrten Konstruktionen unerwartete Versagensmechanismen ermöglichen und sollte daher beachtet werden.

Bewehrung beim 3D Betondruck

Das Ziel der Bewehrung beim 3DCP besteht darin, Strukturelementen Zugfestigkeit und Duktilität zu verleihen, die von den gedruckten Mörteln selbst nicht ausreichend bereitgestellt werden. Die Herausforderung besteht darin, Bewehrungslösungen zu entwickeln, die mit dem 3DCP kompatibel sind: Sie sollten die geometrischen Freiheiten ermöglichen und in den Prozess integrierbar sein – vorzugsweise können diese Lösungen selbst automatisiert werden.

Das Problem ist allgemein anerkannt und wurde von einer Reihe von Forschern angegangen. Dies hat zu einer Reihe von Lösungsvorschlägen geführt, die sich mehr oder weniger entwickelt haben. Eine „one-size-fits-all“-Lösung wie bei konventionellem Stahlbeton wurde eindeutig noch nicht gefunden (und wird es möglicherweise nie geben). Mechtcherine et al. [8] geben einen Überblick und eine Einordnung von 3DCP-Bewehrungsverfahren.

In der Literatur lassen sich zwei Lösungsstrategien ausmachen, die auch im konventionellen Betonbau zu finden sind: Duktilität im Material selbst bereitstellen durch Zugabe von Kurzfasern, oder Verbundwirkung zwischen dem spröden Druckmörtel und einem duktilen Zugelement erzeugen (bzw. Kombination aus beidem). Ein weiterer Klassifizierungsparameter ist der Zeitpunkt der Bewehrung, bezogen auf den Druckprozess: Dies kann vor oder während (d. h. im Frischbetonzustand, weiter unterteilt in simultan und sequenziell) oder nachher im Festbetonzustand erfolgen. Und schließlich ist die Wirkungsrichtung der Bewehrung in Bezug auf den Extrusionspfad ein Unterscheidungsmerkmal der Bewehrungsklassifizierung und unterscheidet sie von Gussbeton, wo dies normalerweise keine Rolle spielt.

Ausgehend von Prozesseffizienz und struktureller Leistung scheint das „Bewehren während des Druckens“ eine vielversprechender Ansatz zu sein. Neben den maschinenbaulichen Herausforderungen ist die Wechselwirkung mit dem frischen Mörtelmaterial eine besondere Schwierigkeit.

Da der Mörtel normalerweise vergleichsweise steif ist, können leicht Hohlräume um eine Bewehrung herum auftreten, was zu einer verringerten Verbundmantelfläche und/oder Dauerhaftigkeitsproblemen führt.

Zwei vielversprechende und relativ weit entwickelte Konzepte sind die automatisch mitgeführte Kabelverstärkung und die von Robotern eingebrachte spiralförmige Stabbewehrung. Ersteres ist ein simultanes Verfahren, bei dem ein flexibles, hochfestes Stahlseil in Druckrichtung in den Beton eingebracht wird. Es wurde 2017 an der TU Eindhoven erfunden [9,10]. Letzteres Konzept ist sequenziell und setzt Bewehrungselemente in einer Schraubbewegung in den noch frischen Beton ein. Das Konzept wurde zeitgleich von Forschern der TU Braunschweig und der TU Eindhoven vorgestellt [11,12]. Zwei Jahre später wurde ein Robotergerät vorgestellt [13].

Bewehrung mit Kabeln und mit Schrauben

Bei der Kabelbewehrung wird ein flexibles, hochfestes Stahlkabel von einer mit dem Druckkopf verbundenen Spule abgezogen und aktiv (d. h. durch einen Motor) kurz vor dem Austritt aus der Düse in den Betonstrang eingeführt (Abb. 4a). Der Prozess ist mit fast jedem Druckpfad kompatibel. Versuche haben gezeigt, dass für grundlegende analytische statische Berechnungen ein seilbewehrter Querschnitt prinzipiell wie ein konventioneller Stahlbetonquerschnitt behandelt werden kann (Abb. 4b) [9]. Die dickeren, stärkeren Kabel zeigten jedoch eine verringerte Haftfestigkeit, teilweise aufgrund von Hohlräumen, die durch den Mörtelfluss um das Kabel herum gebildet wurden [14]. Dies reduziert die Wirksamkeit dieser Verstärkung erheblich und erfordert eine Weiterentwicklung, z. B. hinsichtlich der Innengeometrie der Düse oder der Viskosität des Druckmörtels.

Ähnliche Konzepte wurden unter Verwendung anderer Arten von Verstärkungsmaterialien wie Glasfasergarn [15] und Carbonfaserrovings [16,17] entwickelt. Obwohl Optimierungen an der Technologie vorgenommen werden müssen, ist das Gesamtkonzept sehr vielversprechend für die Verstärkung in Richtung des Extrusionspfades.

Offensichtlich kann ein solches Konzept jedoch nicht in Richtungen senkrecht zum Extrusionspfad funktionieren. Hierfür wurden Lösungen vorgeschlagen, die auf dem Einschieben von Bewehrungselementen in mehrere gedruckte Frischbetonlagen beruhen [18]. Ähnlich wie bei der Kabelverstärkung führt dies im Allgemeinen zu Hohlräumen um das Element herum und somit zu einem schlechten Verbund. Dies gilt insbesondere für Elemente, die über eine längere Distanz in den Frischbeton eingebracht werden, zum Beispiel über die vertikal gestapelten Schichten.

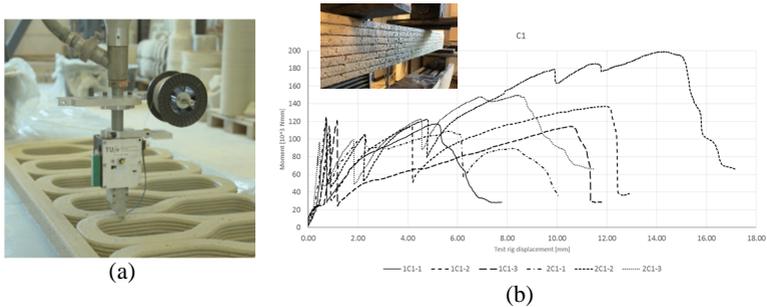


Abb. 4: Kabelbewehrung: (a) Kabelbewehrungsgerät *RED*, (b) Last-Weg-Verhalten von seilbewehrten Trägern bei 4-Punkt-Biegung. Bei dem verwendeten Kabel trat der Ausfall durch Schlupf auf (eher als durch Kabelbruch). (b) reproduziert von [9].

Wie von Hass & Bos [12] und Freund et al. [11] gezeigt, kann dies gelöst werden, indem eine Schraubebewehrung (d. h. eine Kombination aus Rotation und Translation) auf einen Stab mit spiralförmiger Oberfläche (z. B. eine Schraube) angewendet wird, anstatt einer reinen Schubbewehrung (nur Translationsbewehrung). Diese Auftragsmethode vermeidet das Auftreten von Hohlräumen, was zu einer hervorragenden Haftung führt [19]. Diese Veröffentlichung zeigte auch, dass das Zeitfenster, in dem die Bewehrung ohne nachteilige Auswirkungen auf den Verbund oder das Einbringen von Rissen aufgebracht werden kann, für mindestens zwei handelsübliche druckfähige Mörtel erheblich ist (mindestens 3 Stunden). Das bedeutet, dass auf diese Weise Objekte beträchtlicher Größe gedruckt und verstärkt werden können.

Obwohl dieses Verfahren auf die Verwendung von geraden Elementen beschränkt ist, dürfte dies kein großer Nachteil sein, da gedruckte Objekte oft bereits in Stapelrichtung gerade sind. Daher wird es wahrscheinlich eine geeignete Lösung für einen großen Teil der gedruckten Objekte sein.

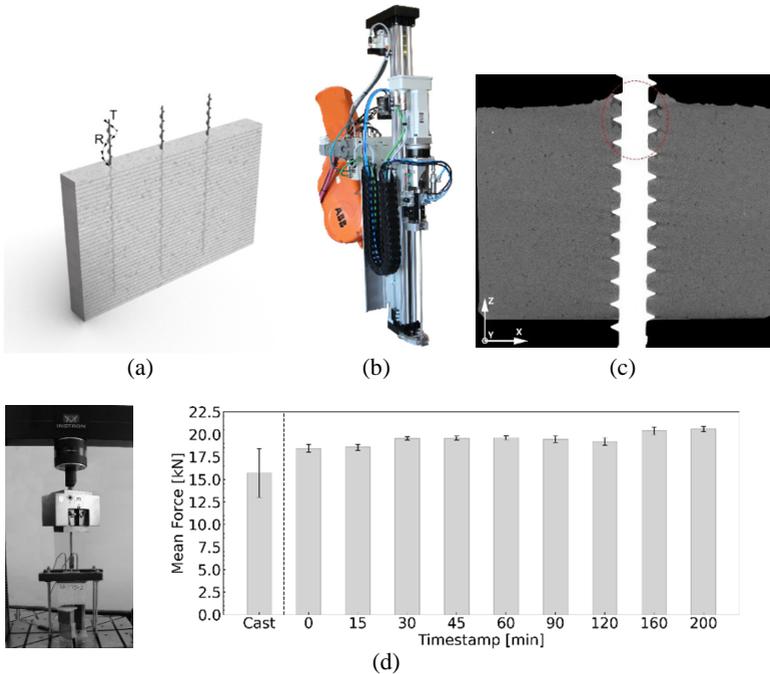


Abb. 5: Bewehrung mit Spiralförmige Stange: (a) Konzept, (b) Roboterendeffektor, (c) Mikro-CT-Scan einer Probe, die zeigt, dass keine Hohlräume um eine Verstärkungsschraube herum auftreten, (d) Ergebnisse eines Auszugstests zeigten keinen Festigkeitsverlust beim Anbringen der Schraube bis zu 200 Minuten nach dem Betonieren (handelsübliche Mischung „i.tech® 3D“ von „HeidelbergCement“). Beachten Sie, dass 20 kN Kraft in diesem Aufbau einer durchschnittlichen Verbundspannung von 19,9 MPa entsprechen. (a) reproduziert von [10], (b), (c), (d) reproduziert von [19].

Fazit

Die wachsenden Ambitionen bezüglich Umfang und Anwendung in 3DCP-Projekten, wie die hier diskutierten Projekte sowie noch neuere Initiativen, die online zu finden sind, unterstreichen, dass der Technologie allgemein ein wirtschaftliches Potenzial zugesprochen wird. Es muss jedoch anerkannt werden, dass die Anwendung in der Praxis derzeit noch untersucht wird und diese Projekte eher der Entwicklung der Technologie dienen als

umgekehrt. Ein Haupthindernis für 3DCP, mit herkömmlichem bewehrtem Beton (zu beginnen) zu konkurrieren, ist die Verfügbarkeit geeigneter Bewehrungsmethoden, die mit der Technologie kompatibel sind und gleichzeitig die erforderliche Zugfestigkeit und Duktilität aufweisen. Vielfältige Konzepte sind Gegenstand von Forschung und Entwicklung, einige haben erhebliches Potenzial gezeigt. Daher scheint diese Hürde in naher Zukunft genommen werden zu können und 3DCP den Weg zu ebnen, einen nächsten Schritt in seiner Entwicklung zu machen und als Alternative zu konventionellen Stahlbeton zu starten.

Literatur

- [1] www.cpt-worldwide.com, accessed 10.10.2022.
- [2] Ma, G.W., Buswell, R., Leal da Silva, W.R., Wang, L., Xu, J., Jones, S.Z., Technology readiness: A global snapshot of 3D concrete printing and the frontiers for development, *Cement and Concrete Research*, Volume 156, June 2022, 106774. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106774>
- [3] Bos, F. P., Menna, C., Pradena, M., Kreiger, E., Leal da Silva, W., Rehman, A. U., Weger, D., Chaves Figueiredo, S., Wolfs, R. J. M., Zhang, Y., Ferrara, L., & Mechtcherine, V. (2022). The realities of additively manufactured concrete structures in practice. *Cement and Concrete Research*, 156, 106746. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106746>
- [4] D. Weger, T. Stengel, C. Gehlen, Y. Maciejewski, F. Meyer-Brötz, Approval for the construction of the first 3D printed detached house in Germany—significance of large scale element testing, in: S.Z. Jones, E.L. Kreiger (Eds.), *Standards Development for Cement And Concrete for Use in Additive Construction*, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2021, pp. 144–169, <https://doi.org/10.1520/STP163620200119>.
- [5] Ahmed, Z. Y., Wolfs, R. J. M., Bos, F. P., & Salet, T. A. M. (2022). A Framework for Large-Scale Structural Applications of 3D Printed Concrete: the Case of a 29 m Bridge in the Netherlands. *Open Conference Proceedings*, 1, 5–19. <https://doi.org/10.52825/ocp.v1i.74>
- [6] T. Salet, Z. Ahmed, F. Bos, and H. Laagland, *Design of a 3D printed concrete bridge by testing*, *Virtual Phys. Prototyp.* 13(3), 222–236, 2018. <https://doi.org/10.1080/17452759.2018.1476064>.
- [7] Asprone, D., Menna, C., Bos, F., Mata-Falcón, J., Ferrara, L., Auricchio, F., Cadoni, E., Cunha, V. M. C. F., Esposito, L., Fromm, A., Grünewald, S., Kloft, H., Mechtcherine, V., Nerella, V. N., & Schipper, R. (2022). Structural Design and Testing of Digitally Manufactured Concrete Structures. In *Digital Fabrication with Cement-Based Materials* (pp. 187–222). (RILEM State-of-the-Art Reports; Vol. 36). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-030-90535-4_6.
- [8] Mechtcherine, V., Buswell, R., Kloft, H., Bos, F. P., Hack, N., Wolfs, R. J. M., Sanjayam, J., Nematollahi, B., Ivaniuk, E., & Neef, T. (2021). Integrating reinforcement in digital fabrication with concrete: A review and classification framework. *Cement & Concrete Composites*, 119. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.103964>

-
- [9] Bos, F. P., Ahmed, Z. Y., Wolfs, R. J. M., & Salet, T. A. M. (2017). 3D printing concrete with reinforcement. In D. A. Hordijk, & M. Luković (Eds.), *High Tech Concrete: where technology and engineering meet* (pp. 2484-2493). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-319-59471-2_283
- [10] Bos, F. P., Ahmed, Z. Y., Jutinov, E. R., & Salet, T. A. M. (2017). Experimental exploration of metal cable as reinforcement in 3D printed concrete. *Materials*, *10*(11), 1-22. [1314]. <https://doi.org/10.3390/ma10111314>
- [11] N. Freund, I. Dressler, D. Lowke, Studying the Bond Properties of Vertical Integrated Short Reinforcement in the Shotcrete 3D Printing Process. In: Bos, F., Lucas, S., Wolfs, R., Salet, T. (eds) Second RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication. DC 2020. RILEM Bookseries, vol 28. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_62.
- [12] Hass, L., & Bos, F. P. (2020). Bending and Pull-Out Tests on a Novel Screw Type Reinforcement for Extrusion-Based 3D Printed Concrete. In F. Bos, S. Lucas, R. Wolfs, & T. Salet (Eds.), *Second RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication: Digital Concrete 2020* (pp. 632-645). (RILEM Bookseries; Vol. 28). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_64
- [13] Hass, L., Bos, F. (2022). Robotically Placed Reinforcement Using the Automated Screwing Device – An Application Perspective for 3D Concrete Printing. In: Buswell, R., Blanco, A., Cavalaro, S., Kinnell, P. (eds) Third RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication. DC 2022. RILEM Bookseries, vol 37. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-06116-5_62
- [14] Bos, F. P., Dezaire, S., Ahmed, Z. Y., Hoekstra, A., & Salet, T. A. M. (2020). Bond of Reinforcement Cable in 3D Printed Concrete. In F. Bos, S. Lucas, R. Wolfs, & T. Salet (Eds.), *Second RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication: Digital Concrete 2020* (pp. 584-600). (RILEM Bookseries; Vol. 28). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_60
- [15] N. Ducoulombier, L. Demont, C. Chateau, M. Bornert, J.F. Caron, Additive manufacturing of anisotropic concrete: a flow-based pultrusion of continuous fibers in a cementitious matrix, *Procedia Manuf.* *47* (2020) 1070–1077. <https://doi.org/10.1016/j.promfg.2020.04.117>.
- [16] K. Schneider, A. Michel, M. Liebscher, L. Terreri, S. Hempel, V. Mechtcherine, Mineral-impregnated carbon fibre reinforcement for high temperature resistance of thin-walled concrete structures, *Cement Concr. Compos.* *97* (2019) 68–77, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.12.006>
- [17] V. Mechtcherine, A. Michel, M. Liebscher, K. Schneider, C. Großmann, Mineral-impregnated carbon fiber composites as novel reinforcement for concrete construction: material and automation perspectives, *Autom. Construct.* *110* (2020) 103002, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2019.103002>.
- [18] T. Marchment, J. Sanjayan, Bond properties of reinforcing bar penetrations in 3D concrete printing, *Autom. Constr.* *120* (2020), 103394.
- [19] Hass, L., Bos, F. P., & Salet, T. A. M. (2022). Characterizing the bond properties of automatically placed helical reinforcement in 3D printed concrete. *Construction and Building Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129228>



beraten



prüfen



steuern



überwachen



planen



Unser Leistungsspektrum:

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

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

Martin Mensinger, Oliver Fischer, Florian Oberhaidinger, Lukas Stimmelmayr



Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Martin Mensinger

Studium Bauing. an der TU Karlsruhe
Promotion über Fragestellungen zur Ermüdung von Verbundkonstruktionen an der Universität Kaiserslautern
seit 2006 Ordinarius des Lehrstuhls für Metallbau an der Technischen Universität München
seit 2008 Prüflingenieur und Prüfsachverständiger Fachrichtung Metallbau
2014 Gründung der Mensinger Stadler Ingenieure



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

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



Florian Oberhaidinger, M.Sc.

2014 Dualstudium Bauingenieur & Zimmerergeselle, Hochschule München, B.Eng.

2016 Studium Bauingenieurwesen TU München, M.Sc.

2016-2019 Tragwerksplanung bei schlaichbergermann partner, Stuttgart

seit 2019 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Metallbau, TUM



Lukas Stimmelmayer, M.Sc.

2015 Studium Bauingenieurwesen TU München, B.Sc.

2015 Tragwerksplanung bei Ingenieurbüro Grassl GmbH

2017 Tragwerksplanung bei BPR Dr. Schäperötöns Consult

2019 Studium Bauingenieurwesen TU München, M.Sc.

seit 2019 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau, TUM

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

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

Einleitung

Als Folge des stetig steigenden Schwerlastverkehrs werden derzeit zahlreiche Autobahnen neu gebaut oder auf sechs Spuren erweitert. Im Zuge dieser Baumaßnahmen sind Überführungsbauwerken mit Spannweiten zwischen 35 m und 45 m, bis hin zu 60 m erforderlich. Integrale Rahmenbrücken in Verbundbauweise haben sich für diesen Einsatz aufgrund der kurzen Montagezeiten und der wartungsfreien Widerlagerkonstruktion in den letzten Jahrzehnten bewährt [2].



Abb. 1: Integrale Rahmenbrücke in Verbundbauweise

Die Bauweise bedarf abgesehen vom Korrosionsschutzsystem über die gesamte Lebensdauer von 100 Jahren keiner Wartung. Derzeit werden für den Korrosionsschutz vorwiegend organische Beschichtungssysteme verwendet, die in der Regel im Abstand von 25 bis 35 Jahren erneuert werden

müssen. Alternativ dazu bietet der Korrosionsschutz mittels Feuerverzinkung Lebensdauererwartungen von 100 Jahren und mehr. Im Rahmen der Planung einer feuerverzinkten Rahmenbrücke in Verbundbauweise müssen die technischen Randbedingung des Verzinkungsprozesses, wie die maximale Zinkbadlänge von ca. 16 m – in seltenen Fällen bis zu 19 m – berücksichtigt werden [3]. Stahlbauteile mit Längen größer 16 m müssen folglich für die Feuerverzinkung segmentiert und im Anschluss bei der Montage gestoßen werden. Eine Verschweißung der beiden Trägersegmente ist möglich, bringt jedoch Nachteile mit sich. Da die Schweißnaht nach dem Verzinkungsprozess hergestellt werden muss, kann der Schweißnahtbereich nicht feuerverzinkt werden, sondern wird nachträglich mit einer thermischen Spritzverzinkung geschützt, die ähnlich wie eine organische Beschichtung, lediglich Lebensdauern von 25 bis 35 Jahren aufweist. Während für Doppel T-Profile eine gleitfeste vorgespannte Schraubverbindung verwendet werden kann, liegt für den Stoß von Hohlkästen derzeit noch keine technische Lösung vor. Aus diesem Grund entwickelt der Lehrstuhl für Metallbau TUM in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Massivbau der TUM sowie der Bundesanstalt für Materialforschung und -Prüfung (BAM), einen Vergussstoß für Hohlkästen, der sowohl die technischen und statischen als auch die architektonischen Anforderungen an eine solche Verbindung dauerhaft erfüllt.

Der Vergussstoß

Die Konstruktion des Vergussstoßes besteht aus ineinandergreifenden T-Knaggen, Schotten und Längsblechen, welche in den Hohlkasten mittels Schweißverbindungen integriert sind. Für den Kraft- und Formschluss wird der Hohlraum zwischen den T-Knaggen mit ultrahochfestem faserverstärktem Beton vergossen. Abbildung 2 zeigt den Vergussstoß vor und nach der Montage der Stahlsegmente.

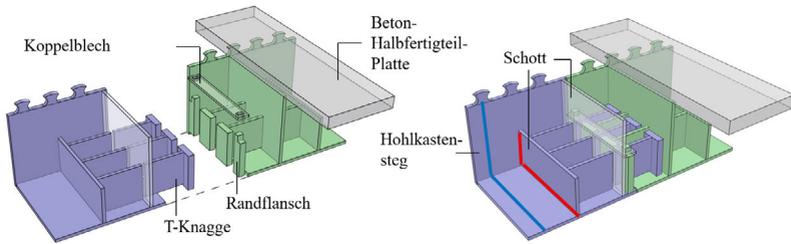


Abb. 2: Der Vergussstoß vor (links) und nach der Montage (rechts)

Im Bereich des Regelquerschnitts (vgl. Abb. 2 blaue Linie) werden Zug- und Druckkräfte infolge des einwirkenden Biegemoments über den Stahluntergurt und die Betonplatte abgetragen. Im Übergangsbereich zum Stoß (vgl. Abb. 2 rote Linie) werden die Zugkräfte des Untergurts über die an den Untergurt angeschweißten Verlängerungen der T-Knaggenstege, in die T-Knaggen eingeleitet. Am Ende der T-Knaggen übertragen die Flansche die Zugkraft auf den ultrahochfesten Beton, welcher die Kräfte mittels Druckstreben zu den T-Knaggenflanschen des gegenüberliegenden Segments trägt.

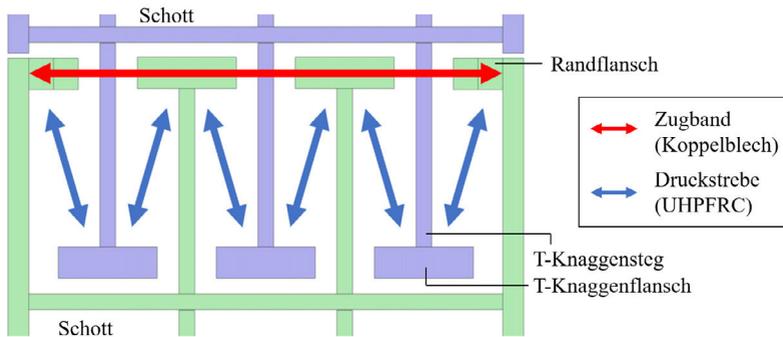


Abb. 3: Lastabtrag im Vergussstoß - Draufsicht

Während an den T-Knaggen jeweils zwei Druckstreben symmetrisch angreifen, wirkt auf die an die seitlichen Hohlkastenstege angeschweißten, halben Flansche, eine asymmetrisch angreifende Druckstrebe. Um Querbiegung in den Hohlkastenstegen zu vermeiden, werden die Druckstreben der Randknaggen durch ein Koppellement in Querrichtung kurzgeschlossen

(siehe Abb. 2 und 3). Die Hauptelemente des Vergussstoßes – die T-Knaggen – tragen sowohl statische als auch dynamische Beanspruchungen entsprechend [3] ab. Die zum Nachweis der Stahlbauteile benötigten Spannungen können mithilfe speziell für den Stoß entwickelter vereinfachter Ingenieurmodelle berechnet werden. So kann die Bemessung in der Praxis schnell und einfach umgesetzt und der Stoß dimensioniert werden. Hierfür können die als Eingangsgröße erforderlichen Schnittgrößen am System ohne Stoß ermittelt werden, sodass für den Ingenieur in der Praxis kein Zusatzaufwand entsteht.

Ermüdungsverhalten feuerverzinkter Stahlbauteile

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

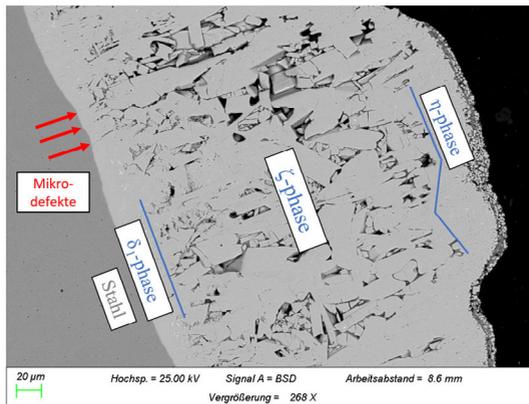


Abb. 4: Zinkschicht-Phasen und Mikrodefekte am Übergang zum Grundmaterial infolge des Abkühlprozesses

Entsprechend [1] kann die negative Auswirkung der Verzinkung auf das Ermüdungsverhalten durch eine Reduktion des Kerbfalls um eine Detailkategorie nach prEN 1993-1-9:2021 [4] berücksichtigt werden. Der Effekt der Verzinkung wirkt sich jedoch vor allem bei hohen Kerbfällen mit entsprechend geringer Kerbwirkung aus. Für Kerbfall 80 und kleiner überwiegt der Einfluss der geometrischen Kerbe im Vergleich zu den Mikrodefekten infolge der Verzinkung, sodass keine Reduktion des Kerbfalls erforderlich ist. Die T-Knaggen des Vergussstoßes werden entsprechend [4] in Kerbfall 80 eingeordnet. Da in der Literatur bislang keine Untersuchungen zu feuerverzinkten T-Stößen vorliegen, wurden im Rahmen des Forschungsprojektes 27 T-Knaggen – davon 16 verzinkt und 11 unverzinkt – gefertigt und hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit geprüft. Die beiden Versuchsgruppen wurden jeweils mit vier unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten, bei einem Spannungsverhältnis von $R = 0,1$, belastet. Der Versuchsaufbau und die Abmessungen der Probekörper können Abbildung 5 entnommen werden.

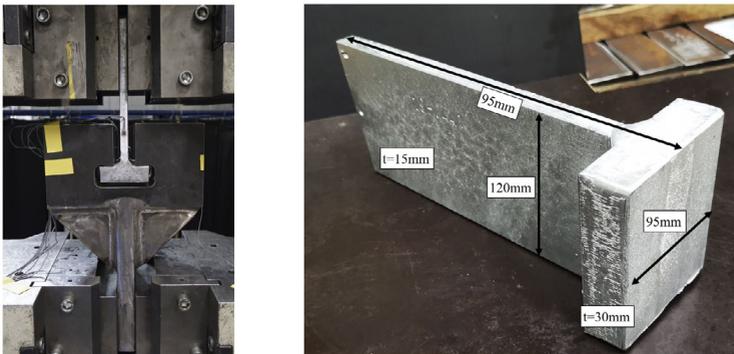


Abb. 5: Versuchsaufbau und Probekörper

Die Versuche wurden auf Grundlage des Nennspannungskonzepts nach [4] und mithilfe des Perlenschnurverfahrens nach [5] ausgewertet. Die Regressionsgerade der Versuche wurde mit einer Steigung von $m = 3$ und einer 97,5% Überlebenswahrscheinlichkeit erstellt. Abbildung 3 zeigt die Regressionsgeraden für die feuerverzinkte und unverzinkte Versuchsreihe sowie die Messergebnisse der Einzelversuche. Exzentrizitäten infolge des Versuchsaufbaus wurden mittels Dehnungsmessungen erfasst und bei der Berechnung der Spannungsschwingbreiten berücksichtigt.

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

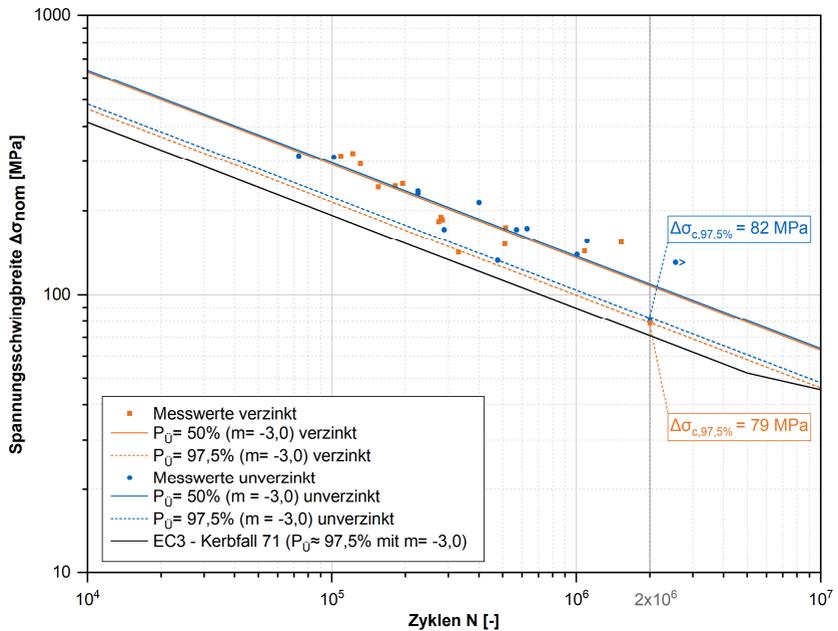


Abb. 6: Wöhler-Kurven zu feuerverzinkten und unverzinkten T-Knaggen

Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt nur einen sehr geringen, vernachlässigbaren Einfluss der Feuerverzinkung auf das Ermüdungsverhalten der T-Knaggen. Für Spannungsschwingbreiten über 200 N/mm² erreichen die Probekörper beider Versuchsreihen ähnliche Spannungsschwingspiele. Im Bereich unter 200 N/mm² ist für die verzinkte Versuchsreihe eine größere Streuung erkennbar, welche den minimal geringeren Bemessungskerbfall von $\Delta\sigma_{c,97,5\%} = 79 \text{ N/mm}^2$ erklärt. Abgesehen von einem verzinkten Probekörper, versagten alle T-Knaggen, für den betrachteten Kerbfall typisch, am Schweißnahtfuß des Steges.

Ultrahochfester Beton als Vergussmaterial

Als Vergussmaterial kommt ein ultrahochfester faserverstärkter Hochleistungsbeton (UHPFRC) zur Anwendung. Dieser zeichnet sich neben einer sehr hohen Druckfestigkeit durch gute Vergusseigenschaften und eine exzellente Dauerhaftigkeit aus. All dies sind maßgebende Kriterien für die Effizienz und Wirtschaftlichkeit des neuartigen Vergussstoßes.

Im Zuge des Forschungsprojektes wurden vier verschiedene Hochleistungsmörtel bezüglich ihrer Tauglichkeit für die Anwendung im Stoß untersucht. Hierfür wurden Untersuchungen und Vergleiche hinsichtlich Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie Schwindverhalten unternommen. Neben den aus dem DFG Schwerpunktprogramm SPP 1182 bekannten UHPC-Rezepturen M2Q und B5Q wurden ein UHPC-Compound der HeidelbergCement AG sowie ein hochfester Pagel betrachtet. Der Stahlfasergehalt betrug bei allen UHPFRC-Rezepturen 2,5 Vol-%. Der Pagel ist unbewehrt. Tabelle 1 zeigt die Mittelwerte der ermittelten Materialeigenschaften.

	Druckfestigkeit f_{cm} (Zylinder) [MPa]	Schwind- maß [mm/m]	Setz- fließmaß [mm]
M2Q	152,8	1,0	> 600
B5Q	178,8	1,2	> 600
UHPC-Compound	144,0	1,2	> 700
hochfester Pagel	135,8	0,5	> 800

Tab. 1: Ergebnisse der Materialparameter der Vergussmörtel

Das Schwindverhalten der Vergussmaterialien wurde mithilfe von Schwindrinnen ermittelt. In Tabelle 1 wird das normative Schwindmaß nach 100 Tagen bei unterbundener Adhäsion zwischen Beton und Rinne angegeben. Die Werte sind auf die erste Nachkommastelle gerundet.

Sehr gute Vergusseigenschaften konnten insbesondere beim Pagel, aber auch beim UHPC-Compound festgestellt werden. Ein Mörtel gilt [8] zufolge ab einem Setzfließmaß von 700 mm als selbstverdichtend. Der schwindarme Pagel bietet dagegen die geringste Druckfestigkeit und auch

keine Faserbewehrung bei möglichen (Quer-)Zugspannungen im Vergussstoß. Final wurde demzufolge die Tauglichkeit des UHPC-Compounds von HeidelbergCement AG als am höchsten eingestuft. Durch die geringere Anzahl notwendiger Rohstoffe i. V. zu M2Q sowie B5Q bietet er auch bau-praktische Vorteile. Zudem kam er im Brückenbau bereits zum Einsatz [9].

Ermüdungsverhalten des Vergussmörtels

Gleich dem Stahl unterliegt auch die UHPFRC-Druckstrebe (siehe Abb.3) einer zyklischen Beanspruchung. Das Ermüdungsversagen beim Beton beginnt mit einer fortschreitenden Bildung von Mikrorissen (Rissinitierung). Jene vereinigen sich fortführend zunehmend zu Makrorissen, was über eine Gefügearlockerung zum Verlust der Tragfähigkeit führt.

In Abhängigkeit des Spannungsspektrums wird bei Beton zwischen Druckschwell-, Zugschwell- und Druck-Zug-Wechselbeanspruchung unterschieden. Die im Vergussstoß auf den UHPFRC einwirkende Beanspruchungen ist dem Druckschwellbereich zuzuweisen.

Als Prüfkörpergeometrie wurde analog zu [10] für die zyklischen Untersuchungen am Vergussmaterial eine Knochenform gewählt (siehe Abb. 7). Diese besitzt einen definierten Versagensbereich in Prüfkörpermitte. Der dortige Versagensquerschnitt ist 40 mm breit und 50 mm tief. Die Länge des konstanten Querschnitts beträgt 40 mm.

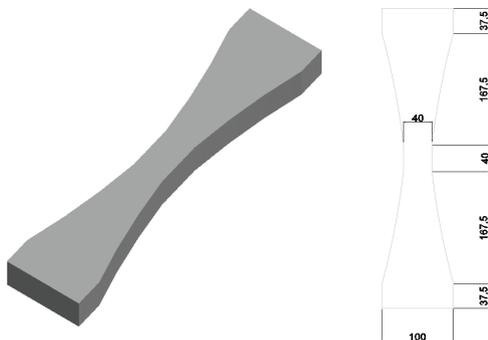


Abb. 7: Prüfkörpergeometrie der zyklischen Versuche am Vergussmaterial

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 8 dargestellt. Die Probekörper aus dem UHPFRC-Compound wurden mit Epoxidharz spannungsfrei in die Maschine eingeklebt. Gegenüber einem Klemmsystem beugt dies einem unerwünschten Versagen infolge von Einspanneffekten vor.

Als Messverfahren wurde neben konventionellen Dehnmessstreifen (DMS) und externen Wegaufnehmern auch die Photogrammetrie (digital image correlation DIC) genutzt. Diese besitzt gegenüber einer herkömmlichen Dehnungsmessung durch Messstreifen den Vorteil einer flächigen Messung der Verschiebungen einzelner Pixel. Dadurch ist eine umfassende Ermittlung der in den Prüfkörpern auftretenden Dehnungen und Rissbildungen und damit eine wesentlich detailliertere Auswertung und Interpretation der Ermüdungsversuche möglich.

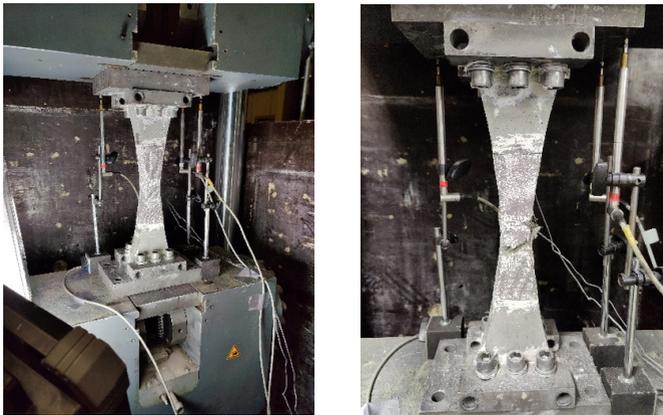


Abb. 8: Aufbau der zyklischen Versuche am Vergussmaterial

Das Ermüdungsversagen im Druckschwellbereich ist dem Versagen unter statischer Belastung sehr ähnlich. So erfolgt die Versagensinitiation, typisch für den Werkstoff Beton, durch sich einstellende Querkzugspannungen, was der photogrammetrischen Darstellung in Abbildung 9 gut zu entnehmen ist. In der Grafik wird die Dehnung in horizontaler Achse in Richtung der Breite des Prüfkörpers dargestellt. Hierbei zeigen sich in dunkelroter Färbung die Querkzugspannungen, die nahezu ausschließlich am

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

Querschnittsrand des definierten Versagensbereichs auftreten. Das Versagen ist schließlich durch die Ausbildung eines im Betonbau typischen, keilartigen Bruchkörpers gekennzeichnet.

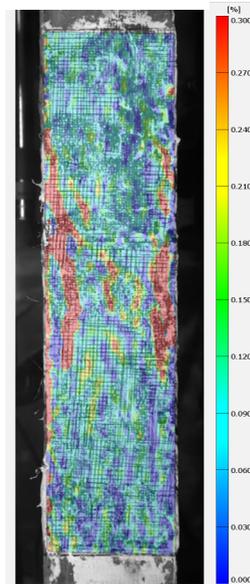


Abb. 9: Photogrammetrisch ermittelte Dehnungen in horizontaler Richtung senkrecht zur Druckbeanspruchung

Insgesamt wurden 10 Ermüdungsversuche durchgeführt. Dabei ergab die Auswertung der Versuchsergebnisse für das verwendete UHPFRC-Compound der HeidelbergCement AG einen hohen Ermüdungswiderstand. In Tabelle 2 sind die ertragenen Zyklen in Abhängigkeit der auf die mittlere Betondruckfestigkeit bezogene Spannungsschwingbreite angegeben. Das Compound scheint nach derzeitigem Kenntnisstand einen im Vergleich zu herkömmlichen grobkörnigen UHPFRC-Rezepturen (z. B. B5Q) einen höheren Ermüdungswiderstand zu besitzen.

$\sigma_{o/u}/f_{cm}$	80 % - 5 %	70 % - 5 %	70 % - 20 %
Zyklen N	30.000	>3.000.000	>10.000.000

Tab. 2: Ertragene Zyklen N in Abhängigkeit der Spannungsschwingbreite

Aufbauend auf den Ergebnissen zum einaxialen Ermüdungswiderstand werden derzeit Untersuchungen zum zweiaxialen Ermüdungsverhalten des Vergussmaterials unternommen.

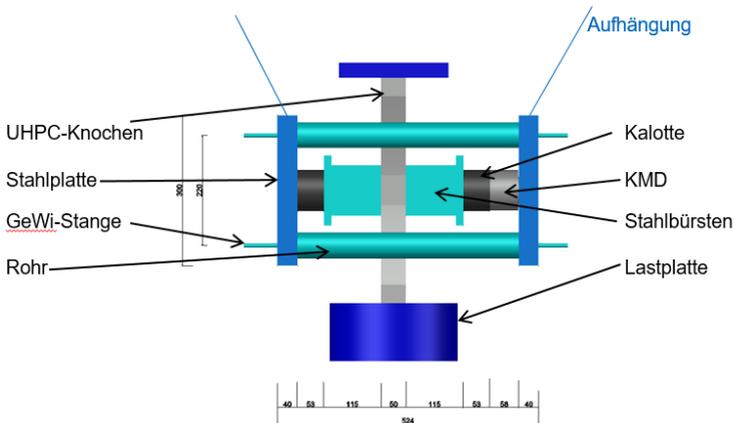


Abb. 10: Schematischer Aufbau der zweiaxialen, zyklischen Versuche

Die Beanspruchung in Querrichtung (σ_2) erfolgt hierbei infolge einer Queraussteifung (siehe Abb. 10). Diese induziert im verjüngten Versagensbereich eine Behinderung in Querrichtung und dadurch einen zweiaxialen Spannungszustand, wie er in einem Vergussknoten auftreten kann.

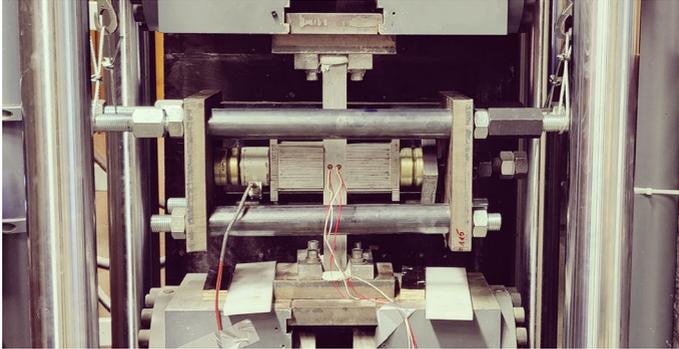


Abb. 11: Aufbau der zweiaxialen, zyklischen Versuche in der Prüfmaschine

Fazit und Ausblick

Bisherige Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von feuerverzinkten Stahlbauteilen empfehlen, dass diese in die Ermüdungsklasse 80 als Referenzkategorie nach [5] eingestuft werden sollten. Die aktuell an der Technischen Universität München im Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau durchgeführten experimentellen Untersuchungen zeigen, dass diese Empfehlung auch für den einseitigen T-Stoß anwendbar ist. Die feuerverzinkten Probekörper erreichen bei 2×10^6 Lastwechseln eine Spannung von 79 N/mm^2 und werden daher für den speziellen Anwendungsfall des Vergussstoßes in die Detailkategorie 80 eingestuft.

Der Vergleich verschiedener Hochleistungsmörtel ergab vor allem mit dem verwendeten grobkörnigen UHPFRC-Compound eine sehr gute Eignung für den Einsatz als Vergussmaterial im neuartigen Trägerstoß. Bisherige Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten dieses Compounds führen zu höheren Widerständen als herkömmliche, grobkörnige Rezepturen. Daher kann nach aktuellem Kenntnisstand davon ausgegangen werden, dass der Ermüdungswiderstand des Vergussmaterials nicht für die Bemessung des Stoßes maßgebend wird.

Nach den im Forschungsprojekt durchgeführten Untersuchungen ist der Vergussstoß in der Lage, die Belastungen unter Berücksichtigung des aktuellen Regelwerks sicher zu übertragen. Die Idee des verzinkungsgerechten Vergussstoßes ermöglicht es, das Korrosionsschutzsystem von Rahmenbrücken in Verbundbauweise über die gesamte Nutzungsdauer

wartungsfrei zu gestalten. Darüber hinaus ebnet das Konstruktionskonzept den Weg für dauerhafte und hochbelastbare Verbindungen in anderen Bereichen des Verbundbaus.

Um das Gesamttragverhalten zu validieren, wurden zuletzt zwei Großträgerversuche unternommen (siehe Abb. 12). Ein Träger weist eine Gesamtlänge von rund 12 m auf. Die Stoßkonstruktion ist in Trägermitte angeordnet. Derzeit erfolgen die Auswertungen der beiden Großversuche.



Abb. 12: großformatiger Träger im Laboratorium der TUM

Literatur

- [1] D. Ungermann et al. (2014). Forschungsvorhaben P 835 / IGF-Nr. 351 ZBG - Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau“ Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf.
- [2] U. Kuhlmann et al. (2016), Forschungsvorhaben P 843 / IGF-Nr. 353 ZN - Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit, Düsseldorf: Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH.
- [3] D. Ungermann et al. (2016) “Entwurfshilfe zum Einsatz von feuerverzinkten Bauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau” bauforumstahl e.V, Düsseldorf.

- [4] DIN EN 1991-2:2010, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung, Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [5] prEN 1993-1-9:2021, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung, Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [6] DIN 50100:2016, Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile.
- [7] D. Ungermann et al. (2016) “Entwurfshilfe zum Einsatz von feuerverzinkten Bauteilen im Stahl- und Verbundbrückenbau” bauforumstahl e.V, Düsseldorf.
- [8] DAfStb- Richtlinie Selbstverdichtender Beton, Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [9] O. Fischer et al. (2019) „Deutschlandweit erstmalige Anwendung von UHPFRC im Eisenbahnbrückenbau“ in Beton und Stahlbetonbau
- [10] B. Fitik (2011), Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich, Dissertation

KOMPETENZ IM ZEICHEN VON SCHWENK.

Seit über 175 Jahren stellen wir Zemente und Spezialbaustoffe her. Durch ökologisch und ökonomisch vorbildliche Produktionsprozesse und kontinuierliche Investitionen gehören unsere Werke zu den modernsten in Europa.



SCHWENK Zement GmbH & Co. KG
Hindenburgring 15 | 89077 Ulm | info@schwenk.de | www.schwenk.de



Kommen Sie zu uns! Wir sind schon da.

Projekt: Schöngastaltbrücke bei Wollau, Linz

Generalplanung
Tragwerksplanung
Baumanagement
Projektmanagement
Planung Spezialtiefbau

BPR

Dr. Schäpertöns Consult

www.bpr-consult.com

SRP

Schneider + Partner

www.srp-consult.de

Yarmag-Bridge-Project – Herausforderungen und Besonderheiten bei der Realisierung

Christian Neubauer



Christian Neubauer, Dipl.-Ing. (FH)

1994-99 Studium Bauingenieurwesen,
FH Coburg
2000-2020 Projektleiter im Ingenieurbau bei
SRP Schneider+Partner
seit 2020 Geschäftsbereichsleiter

Für die Anbindung des neuen internationalen Flughafens an die mongolische Metropole Ulaanbaatar war am Stadtrand der Umbau des Yarmag-Knotens erforderlich. Das Projekt beinhaltete umfangreiche Maßnahmen des Ingenieurbaus. Die vorherrschenden Randbedingungen stellten den chinesischen Auftragnehmer sowie den Consultant vor zahlreiche Herausforderungen.

To connect the new international airport with the mongolian metropolis Ulaanbaatar a conversion of the Yarmag traffic junction was essential. The project included comprehensive measures of structural engineering. Due to the local conditions the Chinese Contractor and the Consultant had many challenges to overcome.

Vorstellung des Projekts



Abb. 1: Visualisierung des neuen Yarmag-Knotens

Ulaanbaatar ist die Hauptstadt der Mongolei und stellt mit seinen 1,5 Mio. Einwohnern das politische, wirtschaftliche und kulturelle Zentrum für die insgesamt 3,2 Mio. mongolischen Staatsbürger dar.

Für die Anbindung des neuen internationalen Flughafens wurde auf etwa 30 km Länge eine 6-streifige Autobahn errichtet, welche am Stadtrand Ulaanbaatars an das bestehende Straßenverkehrsnetz anschließt. In diesem Zusammenhang war auch der grundlegende Umbau eines bestehenden Nadelöhrs erforderlich: der Verkehrsknoten an der Yarmag Bridge über den Tuul River.

Baulastträger für das Design & Build Projekt zum Umbau des Yarmag-Knotens war das Capital City Road Department. Die Finanzierung erfolgte durch ein zinsvergünstigtes Darlehen der China Exim-Bank.

Letztendlich wurde die Maßnahme für eine Auftragssumme von 30,8 Mio. US-Dollar an das chinesische Großunternehmen China Railway 20 Bureau Group Corporation vergeben.

Die von SRP Schneider + Partner gegründete SRP Engineer Consulting Mongolia LLC wurde seitens des Bauherrn als Consultant für die Gesamtmaßnahme beauftragt.

Die Aufgabe von SRP Engineer Consulting Mongolia LLC als Consultant bestand darin, den Bauherrn bei allen technischen und vertraglichen Fragen

zu beraten und die Planungs- und Bauleistungen zu überwachen. Das Team von SRP Engineer Consulting Mongolia LLC war in alle Planungsschritte eingebunden und mit der Freigabe der Ausführungsunterlagen betraut. Selbstverständlich beinhaltet dies auch eine statische Überprüfung der vom chinesischen Planungsinstitut eingereichten Unterlagen. Die Überwachung sämtlicher Bauarbeiten, Kontrollprüfungen sowie die Mitwirkung bei der Entwicklung geeigneter Beton- und Asphaltrezepte ist bei internationalen Projekten ohnehin obligatorisch.

Konzeptionsphase

In der Konzeptionsphase wurden mehrere Varianten zur Gestaltung des neuen Yarmag Knotens analysiert, dabei galt ein besonderes Augenmerk der optimalen Anbindung des bedeutenden Stadtteils Zaisan. Letztendlich entschied sich das Capital City Road Department südlich des Tuul River für die Errichtung einer zusätzlichen Flyover-Brücke, um eine höhenfreie Kreuzung von Zaisan in Richtung des neuen Flughafens zu erreichen.

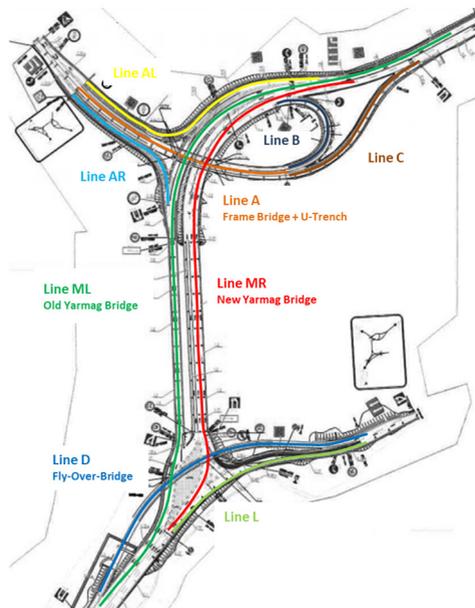


Abb. 2: Übersicht Knotenpunkt

Herausforderungen

Die besondere Herausforderung des Projekts lag weniger an der technischen Schwierigkeit der Bauwerke, sondern vielmehr an den vorliegenden Randbedingungen. So schrieb der Vertrag für die Hauptleistungen eine maximale Bauzeit von 28 Monaten vor (Okt. 2016 – Jan. 2019), wobei witterungsbedingt in der Mongolei nur in den Monaten April bis Oktober ein effektiver Baubetrieb möglich ist. Dies bedeutet, dass die Ingenieurbauwerke in einer Netto-Bauzeit von nur 10 Monaten herzustellen waren; und das unter ständiger Aufrechterhaltung eines 4-streifigen Verkehrs über den Tuul River.

Dazu kam, dass in der Mongolei die notwendigen Grundmaterialien und Systeme zum Bau komplexer Massivbrücken kaum vorhanden waren. Vieles musste aufwendig aus dem Ausland importiert werden.

Letztendlich war auch die Kommunikation zwischen den verschiedenen Parteien eine Herausforderung. Sprachliche Barrieren sowie kulturelle Dissonanzen zwischen dem mongolischen Bauherrn und dem chinesischen Unternehmer führten regelmäßig zu Problemen.

Ingenieurbauwerke

Das Projekt umfasste, neben dem Bau von ca. 4 km neuer Asphaltfahrbahn, die Ausführung folgender Ingenieurbauwerke:

- Neubau ‚New Yarmag Bridge‘,
11 Felder, Länge: 246m, Breite: 20,50m
Tragwerk: 3 Durchlaufträgersysteme aus Spannbetonfertigteilen
- Neubau Flyover-Brücke,
9 Felder, Länge: 276 m, Breite: 8,50 m
Tragwerk: Einfeldträgerkette aus Spannbetonfertigteilen
- Neubau einer Unterführung mit Grundwasserwanne;
2-zelliges Rahmenbauwerk, Länge: 16,00 m, Breite: 52,00 m;
Grundwasserwanne, Länge: ca. 240 m
- Instandsetzung ‚Old Yarmag Bridge‘
11 Felder, Länge: 250m, Breite: 12,00m
Tragwerk: Einfeldträgerkette

Bauweisen der Großbrücken

Die beiden neu zu errichtenden Großbrücken wurden entsprechend einer typisch chinesischen Bauweise konstruiert. Die Gründung der kastenförmigen Widerlager sowie der Rundpfeiler erfolgte durch Großbohrpfähle im anstehenden Flusskies bzw. auf der Südseite im massiven Fels des angrenzenden Höhenzugs.

Die mehrstegigen Überbauten wurden aus Spannbeton-Hohlkastenfertigteilen hergestellt. Die Vorspannung der Fertigteile erfolgte durch girlandenförmig in den Stegen verlaufende Spannglieder mit nachträglichem Verbund.

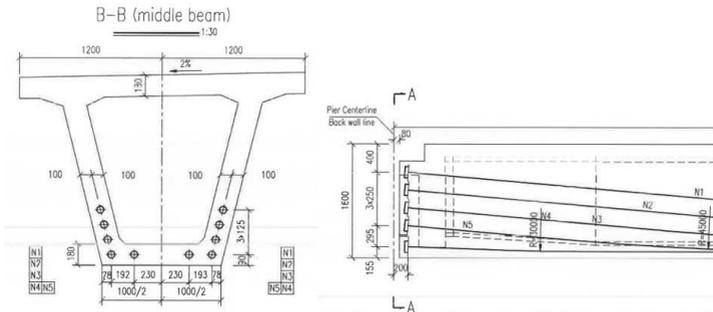


Abb. 3: Planausschnitte zur Hohlkastenfertigteile der Großbrücken

Bei der geradlinig verlaufenden Hauptbrücke wurden die 22m langen Fertigteile ($L/H = 15,7$) durch Ortbetonquerträgern verbunden und damit 3- bzw. 4-feldrige Durchlaufträger konzipiert. Bei der im Grundriss stark gekrümmten Flyover-Brücke betragen die Stützweiten der Einfeldträger 30m ($L/H = 18,8$). Die Verbindung von jeweils drei Einfeldträgern wurde durch Federplattenkonstruktionen realisiert.

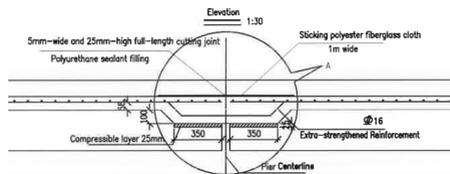


Abb. 4: Planausschnitt zur Federplattenkonstruktion der Flyover-Brücke

Yarmag-Bridge-Project – Herausforderungen und Besonderheiten bei der Realisierung

Die Montage der Fertigteilträger erfolgte beim Hauptbauwerk durch ein chinesisches Brückenmontagegerät. Die Träger der im Grundriss stark gekrümmten Flyover-Brücke wurden mit Hilfe von Mobilkränen verlegt.



Abb. 5: Brückenmontagegerät auf dem Hauptbauwerk



Abb. 6: Kranmontage der Überbaufertigteile für die Flyover-Brücke

Instandsetzung des Bestandsbauwerks

Die originäre, 8-feldrige Yarmag Brücke wurde in den 1960er Jahren durch ein chinesisches Unternehmen erbaut und in den 1980er Jahren auf der Nordseite durch 3 Felder ergänzt. Dabei sind die Überbauten als Einfeldträgerketten aus Fertigteilträgern erstellt worden; in den 1960er Jahren aus

schlaff bewehrten Trägern und in den 1980er Jahren aus Spannbetonträgern.

Insbesondere das ursprüngliche Bauwerk wies altersbedingt gravierende Schäden auf, auch bestand Unklarheit über dessen Tragfähigkeit. Im Vorfeld erfolgte deshalb eine detaillierte Untersuchung des Bestandsbauwerks, inklusive Durchführung von statischen und dynamischen Belastungsversuchen.

Basierend auf den hieraus gewonnenen Erkenntnissen wurden geeignete Instandsetzungsmaßnahmen erarbeitet, wobei das Ziel der Maßnahmen eine Erhaltung des Bauwerks für die kommenden 25-30 Jahre war. Neben einer Erneuerung der kompletten Brückenoberseite und einer fachgerechten Instandsetzung der vorgefundenen Betonschäden an der Untersicht, wurden die schlaff bewehrten Träger des ursprünglichen Bauwerks durch das Aufkleben von CFK-Lamellen verstärkt.

Besonderheiten

Planung und Ausführung der Maßnahme erfolgte im Rahmen des Design & Build Vertrags durch den chinesischen Auftragnehmer.

Obwohl das Projekt aufgrund seiner Lage am Rande der Millionenstadt Ulaanbaatar viele Zwangspunkte aufwies, versuchte der Auftragnehmer zunächst eine Standardlösung durchzusetzen. Erst im Rahmen zahlreicher Revisionen gelang es, die Planungsunterlagen auf die vorliegenden, komplexen Randbedingungen anzupassen. Diesbezüglich mussten wir lernen, dass nach chinesischem Verständnis die notwendigen, umfangreichen Korrekturen bzw. Änderungen gegenüber dem originären Design-Institut einem Affront gleichkamen, weshalb diese durch das Baustellenbüro vor Ort erledigt wurden.

Überhaupt ist die Logistik des Auftragnehmers hervorzuheben. Die Baustelleneinrichtung ermöglichte es, alle Bauteile vor Ort zu fertigen bzw. sogar die Baustoffe aufzubereiten. So wurde für die Herstellung der insgesamt 104 Spannbeton-Fertigteilträger eigens eine Feldfabrik errichtet. Diese befand sich etwa 1 km von der Baustelle entfernt und beinhaltete neben einer modernen Betonmischanlage auch einen eigenen Biegebetrieb für Betonstahl sowie eine Fertigungsstelle für stählerne Hüllrohre für die

Yarmag-Bridge-Project – Herausforderungen und Besonderheiten bei der Realisierung

Spannglieder. Für den Transport der Träger von der Fertigung zum Lagerplatz wurden zwei Portalkräne aufgebaut.



Abb. 7: Feldfabrik für die Herstellung der Spannbeton-Fertigteilträger

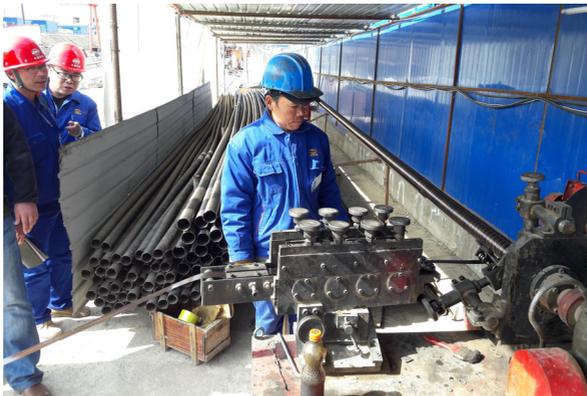


Abb. 8: Anlage zur Herstellung von Spannglied-Hüllrohren

Da im mongolischen Herbst bereits Ende September regelmäßig Temperaturen deutlich unter Null Grad Celsius auftreten können, wurde eine Heizungsanlage installiert, um die frisch betonierten Träger unter einer Einhausung mit Wasserdampf zu wärmen und nachzubehandeln.

Durch den für einen chinesischen Auftragnehmer wohl typischen, erheblichen personellen und maschinellen Aufwand konnte der ursprünglich geplante Fertigstellungstermin am Ende eingehalten werden.

#joinkb



WIR SUCHEN

www.kb-ke.de/jobs.html

Partner im Projekt

Unsere Leistungsbereiche:

- BIM Planung Brücken- und Ingenieurbau • BIM Verkehrswegeplanung
- Diagnostik & Instandsetzung • Bahnplanung • Projektmanagement
- BIM-Management • Erhaltungsmanagement • Prüfwesen & Gutachten
- Forschung & Entwicklung • Tragwerksplanung Hochbau • Brandschutzplanung

www.kb-ke.de



**Konstruktionsgruppe
Bauen**

AUGSBURG - GÖTTINGEN - KEMPTEN - KONSTANZ - MÜNCHEN - RIGA - STUTTGART - ZAGREB



BERGMEISTER

innovative & responsible engineering

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU
HOCHBAU & BAUMANAGEMENT
INFRASTRUKTUREN & UMWELTECHNIK
ENERGIE & VERSORGUNGSTECHNIK
SICHERHEIT & BRANDSCHUTZ
FORSCHUNG & ENTWICKLUNG



Bergmeister Ingenieure GmbH, München - Deutschland
Bergmeister GmbH, Vahrn/Brixen, Bruneck, Bozen - Italien
Bergmeister ZT GmbH, Wien - Österreich
Bergmeister + Partner AG, Bülach/Zürich - Schweiz

www.bergmeister.eu

Hochbauprojekt BSCW, München – weitgespannte Tragstrukturen im Materialverbund

Andreas Pürgstaller



Andreas Pürgstaller, Dr.

Studium Bauingenieurwesen, TUGraz, Diplom
2008

2008-2012 Projekt-Ingenieur Werner Sobek
Stuttgart

2012-2017 Promotion bei Prof. Konrad Berg-
meister, BOKU Wien

2016 Forschungsaufenthalt University of Can-
terbury Neuseeland

Seit 2017 Projektleiter und

Seit 2021 Geschäftsführender Gesellschafter
bei Bergmeister Ingenieure, München

Das Hochbauprojekt BSCW in München unterscheidet sich von klassischen Schulhochbauprojekten und kann als *out of the box* Lösung bezeichnet werden. Der Beitrag gibt Einblicke in die Tragwerksfindung und Materialauswahl, in die Modellbildung und in wichtige Meilensteine der Baustelle. Funktionsgerecht und optimiert werden die Baustoffe Beton und Stahl ressourceneffizient kombiniert und mit den jeweiligen Vorteilen ausgenutzt. Das weitgespannte und integrale Tragwerk mit den markanten sichtbaren Stahl-Fachwerkträgern im EG kombiniert die Vorteile der hohen Vorfertigung, *just in time* Montage mit reduziertem Konstruktionseigengewicht und effizientem Materialeinsatz. Der numerischen Modellbildung, Lastpfadfindung und konstruktiven Durchbildung kommen entscheidende Bedeutung zu.

Ein einfaches Modellieren und *Auf den Knopf Drücken* am linear elastischen 3D Eingussmodell ist nicht zielführend. Kreative Lösungen und Mut sind gefragt für den Entwurf optimaler Tragwerke mit effizientem Materialeinsatz und unserem Beitrag zu Baukultur und Klimaverträglichkeit. Uns Tragwerksplanern kommt hierbei eine entscheidende Rolle zu!

The BSCW building in Munich differs from classic school building construction projects and can be described as an *out-of-the-box* solution. The article provides insights into the structural design and material selection, the modelling and important milestones of the construction site. The building materials concrete and steel are combined in a resource-efficient way and utilised with their respective advantages in a functionally appropriate and optimised way. The wide-span and integral structure with the striking visible steel trusses on the ground floor combines the advantages of high prefabrication, just-in-time assembly with reduced structural dead load and efficient use of materials. Numerical modeling, load path determination and structural design are of decisive importance. Simply modeling and „pressing the button“ on the linear elastic 3D model is not purposeful. Creative solutions and courage are required for the design of optimised structures with efficient use of materials and contributions to building culture and climate compatibility. We structural engineers have a decisive role to play here!

Einleitung – allgemeine Projektinfos

Die Abteilung Hochbau des städtischen Baureferats plant im Namen der Landeshauptstadt München den Neubau der Beruflichen Schulen für Farbe und Gestaltung an der Carl-Wery-Strasse (BSCW) in München. An den beruflichen Schulen werden ca. 1000 SchülerInnen unterrichtet werden (Eckdaten dazu finden sich in Abb.1).

Geplant ist ein Baukörper mit 5 Vollgeschossen, ein Dach mit eingehauster Technik und 2 Untergeschossen. Die Abmessungen des oberirdischen Baukörpers betragen im Grundriss 34 x 88m und 24,25m Höhe ü GOK. Es handelt sich um ein sehr beengtes Baufeld mit kaum vorhandenen Baustel-

leneinrichtungsflächen. Die Berufsschule soll als identitätsstiftendes Gebäude die Nachbarschaft bereichern und umfasst neben einer 2-fach Sporthalle im UG2 auch noch eine Tiefgarage im UG1. Das Bauwerk ist als sehr kompakter rechteckiger Körper konzipiert und nutzt dadurch optimal das sehr beengte Baufeld aus mit einem A/V Verhältnis von 0,156.



Berufsschule Carl Wery Strasse, München
Bauherr: Landeshauptstadt München
 Referat für Bildung und Sport München
 Projektleitung durch Baureferat Hochbau H3
Architekt: V-Architekten, Köln
Tragwerksplanung: Bergmeister Ingenieure
Ausführungszeitraum: 04/2021 – 10/2024
Robaufertigstellung: 03/2023
Gebäudekennzahlen: BRI: 109.382 m³
 BGF: 20.383 m²
 NF: 11.280m²
Projektteam Bergmeister Ingenieure:
 A. Pürgstaller, M. Gander, A. Taras, F. Jeindl, M. Kraus, A. Hahn, P. Zingerle, A. Kingadner
Robaufirma: E. Hönninger; Nachunternehmer Stahlbau Wegscheid
Prüfer: Dr. E. Garske

Abb.1: Projektinfos Berufsschule für Farbe und Gestaltung (BSCW) in München, (Rendering V-Architekten)

Tragwerksfindung und ressourceneffiziente Optimierung

Mit der Entscheidung des Bauherrn, die Sporthalle in die Untergeschosse zu verlegen, war es die Herausforderung ein Tragwerk mit geringen Eigenlasten und hohen Spannweiten für eine stützenfreie Sporthalle und weiterer gewünschter Stützenfreiheit im EG (Ausstellungshalle, Lackierhalle) zu entwerfen. Als wirtschaftlichstes und ressourceneffizientes Tragsystem wurde ein fugenloser Stahl-Beton-Verbundbau mit aussteifenden Stahlbetonkernen, wandartigen Trägern (Sichtbetonwände) und Verbunddecken (Filigrandecken) geplant (s. Abb.2).

Folgende Besonderheiten führten im Zuge des Vorentwurfs schließlich zur Lösung als Verbundtragwerk:

- Stützenfreie Bereiche im EG (Eingangsbereich + Lackierhalle + darunterliegende Fahrgassen der Tiefgarage)
- Daraus resultierend: Große Spannweiten in den Obergeschossen: 9,3/14,1/9,3m (Dreifeldsystem, s. Abb.3): Haupttragachsen B und E sowie die Außenachsen

- 2-fach Sporthalle im UG2/UG1: Erforderliche Lastabfangung oberhalb der Sporthalle über 30m im EG mit Türöffnungen in den Obergeschossen und Durchgangslösungen im EG; dies wurde durch zwei geschosshohe Stahlfachwerke (jeweils ein Stahlfachwerk in Achse B und E) konstruktiv gelöst

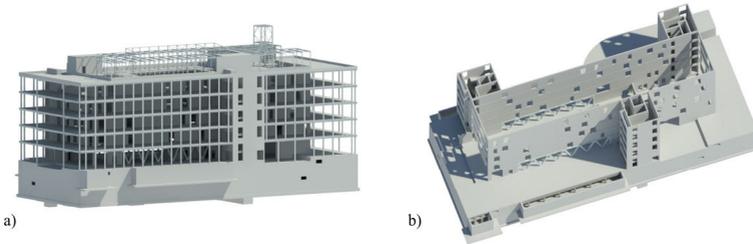


Abb.2: 3D IFC Gesamtmodell (a) und reduziertes Modell der Massivbauteile im Projekt (b)

Das Schulgebäude wurde als Verbundtragwerk in den Obergeschossen konzipiert, welches auf einem massiven Sockel (UG1 und UG2) „aufsitzt“.

Folgende Vorteile bietet die Verbundbauweise:

- Große Spannweiten möglich in den Obergeschossen bei geringer Querschnittshöhe
- Stark reduzierte Eigenlasten für die Lastabfangung im EG und dementsprechend auch für die Gründung ($\geq 50\%$ weniger Eigengewicht der Verbunddecke im Vergleich zu Massivdecken mit gleicher Spannweite), wodurch eine große Ressourceneffizienz erzielt wurde
- Ausbildung der Stahlfachwerke im EG als Verbundfachwerke und mögliche „Aufhängung“ der Decke über der Sporthalle ans Fachwerk mit geringster QS-Höhe; dadurch keine Einbindung ins Grundwasser im Bauzustand
- Hoher Anteil an Vorfertigung im Werk; schnelle und trockene Montage; hochentwickelte Stahlbau-Verbindungstechnik; hohe Tragfähigkeit bei geringem Gewicht; Verwendung von unterstützungsfreien Halffertigteildecken und dadurch auch hohe Vorfertigung der Massivbauteile
- Phasenweiser Rückbau mit hohem Wiederverwertungsgrad möglich

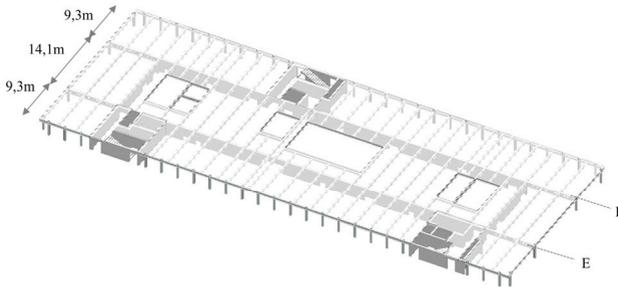


Abb.3: Deckenmodell der Obergeschosdecken

Die positiven Eigenschaften der beiden Materialien Beton und Stahl werden hier gezielt kombiniert und eingesetzt. Beim Stahl überzeugen die hervorragenden Füge- und möglichen Trenneigenschaften (Schweißen und Schrauben) sowie der hohe Vorfertigungsgrad; beim Beton unter anderem die lastabtragende fertige Oberfläche (Sichtbeton), sowie hervorragende Wärme-, Brand- und Schallschutzeigenschaften und Wasserdichtigkeit (WU Konstruktion im UG2).

Stahlfachwerkträger im EG und Wandartige Träger als integrales Tragsystem

Die Überspannung der 2-fach Sporthalle in den beiden Untergeschossen von ca. 30m wird mittels zweier sichtbarer Stahl-Fachwerkträger im EG gelöst. Der Fachwerkträger wirkt als sichtbares Stahlfachwerk im EG sehr markant und lässt für den Betrachter einen klaren Lastabtrag erkennen.

Zugleich werden aber auch die Sichtbetonwände darüber als Wandartige Träger in integraler Bauweise mit dem Fachwerkträger mitaktiviert. In Abb. 4 ist neben dem Gesamtabtrag auch der klare Druckbogen im WAT zu erkennen. Durch dieses "Integrieren aller vorhandenen Bauteile" entsteht ein ressourceneffizientes, integrales Tragsystem, wo die Verformungen minimiert wurden. Die Wände wurden in Sichtbeton ausgeführt, wodurch weitere additive Materialanhäufungen gespart wurden.

Die Lastableitung in den beiden UGs unterm FWT erfolgt über einbetonierte Verbundstützen, welche die hohen Kräfte (24 MN) über Kopfbolzen

in die massiven Wände seitlich auslagern und dadurch eine aufwendige Gründung verhindern.

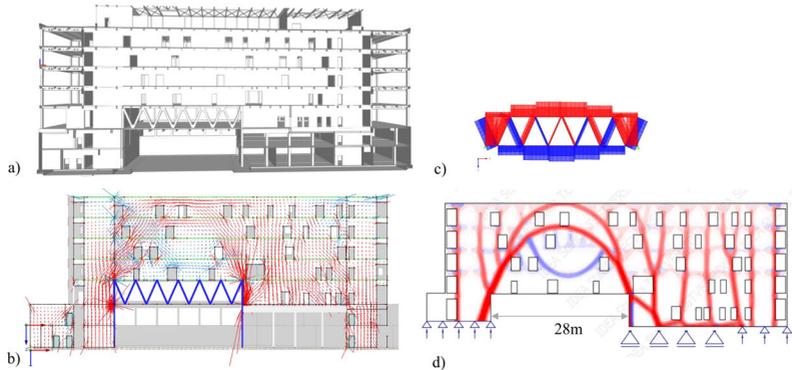


Abb.4: Schnitt durch IFC Modell mit Fachwerkträger und integrealem Massivbau (a), Ausschnitt aus numerischen 3D Modell mit Hauptspannungstrajektorien (b), extrahiertes Fachwerkträgermodell (c) und extrahiertes Modell mit Lastpfad für WAT (d) (Abb. aus [1])

Modellbildung, Lastpfad und Konstruktive Durchbildung

Der numerischen Modellbildung kommt bei diesem Projekt eine sehr große Bedeutung zu. Frühzeitig muss man sich Gedanken machen, welche Effekte am 3D Modell und welche Effekte besser im 2D abgebildet werden können und wie die Ergebnisse zu interpretieren sind. Das Vernachlässigen von Effekten, wie dem nichtlinearem Materialverhalten und den Langzeiteffekten im Beton, sowie das grundsätzliche Modellieren am Eingusssystem (Bauphasen und Verformungsausgleiche werden vernachlässigt, alle Lasten werden „plötzlich“ am linearen Gesamtsystem aufgebracht), können bei unbestimmten Integralen Bauwerken zu großen Lastunterschieden in einzelnen Traggliedern führen (vgl. auch [2-3]).

Im vorliegenden Projekt wurde daher ein 3D Gesamtmodell mit Parameteruntersuchungen bezüglich der Sensitivität in Bezug auf die Bodensteifigkeiten und Betonsteifigkeiten (Langzeiteffekte) kombiniert mit 2D Deckenmodellen, sowie 2D-Modellen für Wandartige Träger, einem

separaten Fachwerkträgermodell und verschiedenen lokalen Stabwerksmodellen, erstellt.

Sehr schnell wurde klar, dass ein einziges *Auf den Knopf-Drücken* am 3D Gesamtmodell nicht zielführend und für diverse Tragglieder nicht auf der sicheren Seite ist. Daher wurden Grenzwertbetrachtungen durchgeführt, innerhalb dessen man das Tragwerk auslegen kann. Aufbauend auf diesen Tragverhaltensoptimierungen, kombiniert mit kritischer Hinterfragung der Ergebnisse und Plausibilitätskontrollen, wurden auch der Ressourcenaufwand und damit die Nachhaltigkeit mitbetrachtet.

Wesentlich war es den Lastpfad zu verstehen und wo notwendig auch dem Tragwerk den Lastpfad „vorzugeben“ sowie konsequentes konstruktives Durchbilden. Beispielsweise wurde der Fachwerkträger im GZT mit den schlaffen Lasten aus den Geschossen darüber ausgelegt. Gleichzeitig wurde der Bauzustand (unterstützungsfreier FWT) mit Deckenlasten gegengeprüft (der WAT wird erst nach Erhärtung der Wände im OG2 mitaktiviert). Dem Wandartigen Träger darüber wurden ca. 35% der Lasten zugeordnet und dieser entsprechend mit dem integralen Fachwerk als Zuggurt ausgebildet. Die Verformungen und entsprechende Überhöhungen und Vorgaben zu Baureihenfolgen wurden am 3D Modell mit Variation der Betonsteifigkeiten geprüft.

Die konstruktive Durchbildung führte dazu, dass WAT und FWT im GZT in Summe für mehr als 100% der Lasten ausgelegt waren. Gleichzeitig mussten aber auch die Anforderungen bezüglich der Baureihenfolge (unterstützungsfrei), der Verformungen, Schwingungen und Sichtbetonanforderungen einhalten werden.

Materialwahl und Ressourceneffizienz

Der Bausektor verursacht in Deutschland gut die Hälfte der Abfallmasse durch Abriss und Bau [4]. Als ein großer Vorteil der hier vorgestellten Bauweise ist die fast vollständig mögliche Rezyklierbarkeit des Stahls zu nennen, welcher für ursprüngliche Zwecke oder auch für andere Zwecke aufbereitet werden kann. Dabei werden derzeit ca. 11% als Stahlprodukte direkt wiederverwendet und ca. 88% recycelt (Stahlschrott). Im Betonbau landen derzeit noch ca. 29% auf der Deponie und 71% werden wiederverwertet. Ein Großteil wird dabei für minderwertige Zwecke wie z.B. Verfüllungen und Straßenbau wiederverwendet; man spricht vom „Downcycling“. Der erhöhte Einsatz von Recyclingbeton wird hier zukünftig eine wichtige Rolle spielen müssen. Im Vergleich dazu wird z.B. beim Bauholz 2/3 energetisch verwertet, also verbrannt, was ebenso kein Recycling ist.

Wiederverwertbarkeit und Recycling sind ein wichtiger Baustein für unseren Beitrag zur Klimaverträglichkeit. Mit den hier gewählten konstruktiven Auslegungen können die Baustoffe Beton und Stahl relativ einfach wieder getrennt und abgebaut werden. Es war das Ziel am Lebensende dieser Tragstrukturen einen ressourcenschonenden Abbau und ein re- bzw. upcyclen der Baustoffe zu ermöglichen. Damit kann die Kreislaufwirtschaft mit dieser Bauweise nicht nur bei Bürogebäuden (vgl. [5-6]), sondern auch im Schulbau umgesetzt werden.

Baustelle – Montagezustände

Als Highlight der Baustelle galt zweifelsohne die Montage der beiden Fachwerkträger (s. Abb.5), welche im Ganzen als Sondertransport angeliefert und über einen Autokran eingehoben wurden.

Die Fachwerkträger mit 28m Länge, 5,5m Höhe und 70t Eigengewicht pro Träger waren dabei am Limit des Machbaren was Transport und Einhebevorgang betreffen. Über Nacht wurden die beiden Träger auf 2 Sondertransporten angeliefert. Der Autokran musste sich aufgrund der engen Platzverhältnisse auf die Decke über UG1 abstützen. Hierbei mussten maximale Abstützkräfte von 3MN über temporär eingebaute Baumstämme über 2 Geschosse in den Baugrund abgetragen werden.

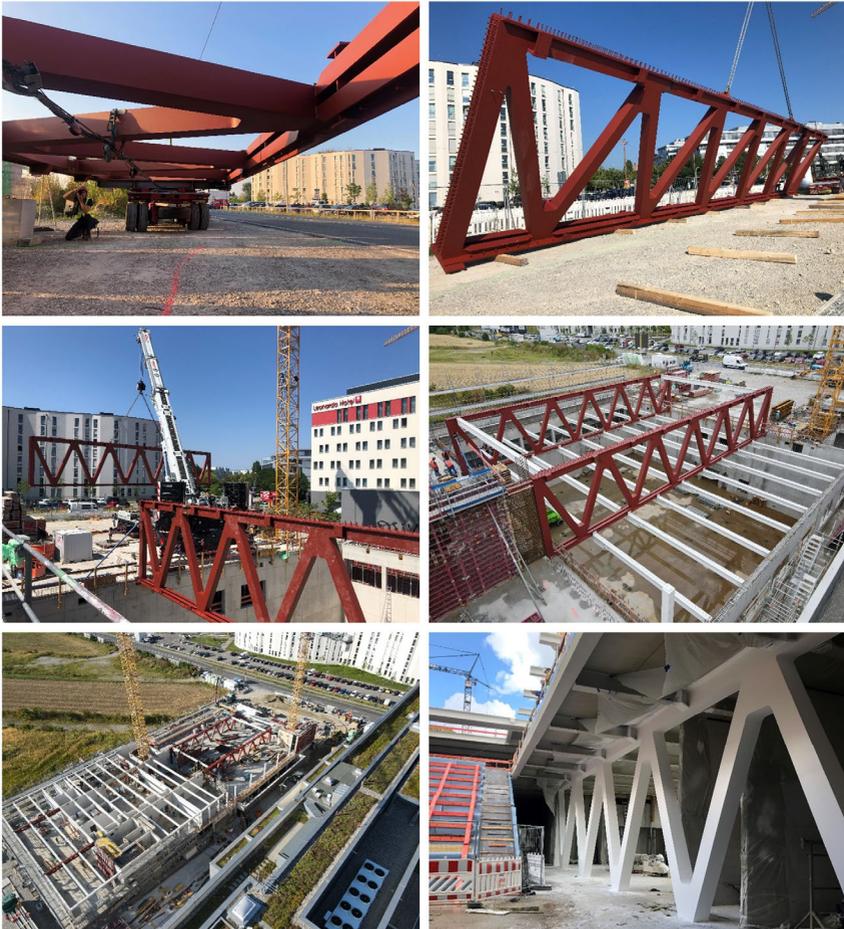


Abb.5: Baustellenbilder der Sequenz Montage der Fachwerkträger: Anlieferung, Montage und eingebauter Zustand

Die Träger wurden so konzipiert, dass sie überhöht eingebaut werden und gleichzeitig die Lasten aus dem Bauzustand übernehmen, d.h. unterstützungsfrei ausgebildet sind. Im weiteren Fortschritt wurde die Decke ü Sporthalle nach oben gegangen und die beiden Fachwerkträger stabilisiert. Die beiden Fachwerkträger bleiben im Aula-bereich markant sichtbar und werden mit einem Brandschutzanstrich für F90 geschützt.

Zusammenfassung und Fazit

Das vorgestellte Hochbauprojekt der Berufsschulen für Farbe und Gestaltung in München zeigt Möglichkeiten auf, wie man auch im Schulhochbau *out of the box* Lösungen anstreben und mit gestalterischen Vorgaben ressourceneffiziente Tragstrukturen entwickeln kann.

Der Rolle des Tragwerksplaners kommt hierbei in der Tragwerksfindung, der Modellbildung und der Kommunikation innerhalb des Fachplanerteams eine entscheidende Rolle zu. Materialien effizient und materialgerecht auszunutzen und optimal miteinander zu kombinieren ist ein entscheidender Beitrag zur Baukultur und Klimaverträglichkeit. Mit Kreativität und Mut für Neue Wege können wir Ingenieure einen entscheidenden Beitrag leisten.

Literatur

- [1] Pürgstaller, A., Taferner, J., Bergmeister, K., Taras A. (2021), Forces behind the scene: concealed structural systems in large-span building structures, Conference: International fib Symposium - Conceptual Design of Structures 2021
- [2] Rombach, G.A. (2007), Probleme bei der Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen mittels dreidimensionalen Gesamtmodellen. Beton- und Stahlbetonbau, 102: 207-214. <https://doi.org/10.1002/best.200700539>
- [3] Bischoff, M. (2010) Statik am Gesamtmodell: Modellierung, Berechnung und Kontrolle. Erst eine gute Ausbildung ist der Führerschein des Bauingenieurs für die Anwendung von Rechenprogrammen, in Der Prüflingenieur Nr. 36, S.27-34
- [4] Statistisches Bundesamt, <https://www.statistikportal.de/de/entsorgung-von-abfaellen-nach-abfallkategorien>, Abfrage vom 08.10.2022
- [5] Mensinger, M., Hogger, H., Breit, M., Eisele, J., Lang, F., Feldmann, M., Pyschny, D., Lingnau, V., Kokot, K., Stroetmann, R., Franz, C., Zink, K.J. and Baudach, T. (2011), Nachhaltige Bürogebäude mit Stahl. Stahlbau, 80: 740-749. <https://doi.org/10.1002/stab.201101478>
- [6] Podgorski, C. (2018), Nachhaltige Bürogebäude in Stahl- und Stahlverbundbauweise, Dissertation, TU Dresden



Verbindungen fürs Leben

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

Seit Generationen und für Generationen.

W&F

WAYSS & FREYTAG
INGENIEURBAU

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

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

Unser Team mit 25 qualifizierten Mitarbeitern plant und prüft anspruchsvolle Tragwerke im Hoch- Industrie-, Ingenieur- und Brückenbau.

Gutachten und die zertifizierte Sanierungsplanung 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



Sanierungsplanung



henke rapolder frühe
Ingenieurgesellschaft mbH

Leonrodstr. 52
80636 München

Tel. 089 . 27 82 55 - 0

info@hrf-ing.de
www.hrf-ing.de



Anwendung von Stahlfasern im Tunnelbau

Peter-Michael Mayer, Dominik Hörrle, Christoph Niklasch



Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer

1986-1990 Studium Bauingenieurwesen, TUD

1991-1992 Ed. Züblin AG, Zentrale Technik
ZT

1992-1994 Fachbauleitung EZ Spezialtiefbau

1994-1997 Projektleitung Ed. Züblin AG, ZT

1997-2000 Promotion am Lehrstuhl für Boden-
und Felsmechanik der Universität Karlsruhe

Seit 2000 Ed. Züblin AG, in verschiedenen
Fach- und Führungspositionen



Dominik Hörrle

2001 Bauingenieurwesen, Dipl.-Ing. TU Karlsruhe, Vertiefung Boden- und Felsmechanik

2000-2002 Büro Kärcher, Weingarten

2002-2016 Ed. Züblin AG, Zentrale Technik,
ZT Tunnelbau (TUB)

Seit 2017 Strabag UK, HS2 Planungsmanagement



Dr.-Ing. Christoph Niklasch

1995-2001 Studium Bauingenieurwesen, Universität Karlsruhe (TH)

2001-2007 Promotion am Lehrstuhl für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe

2007-bis heute Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Tunnelbau (TUB)

International werden zunehmend Tunnelprojekte mit einschaligem Ausbau aus wirtschaftlichen Gründen unter Verwendung von Stahlfasern nachgefragt und gebaut. Diese Tübbinge aus reinem Stahlfaserbeton ohne Stabstahlbewehrung kommen in Deutschland bisher nur in Einzelfällen zur Anwendung. Die vorliegenden Regelwerke sind unklar formuliert, z. T. widersprüchlich und lassen nicht immer einen allgemein akzeptierten rechnerischen Nachweis zu. Vorliegende zeitintensive Materialversuche für Zulassungen im Einzelfall sind i.d.R. auf der Grundlage projektbezogener Randbedingungen noch nicht übergeordnet verwertbar. Im nachfolgenden Beitrag sollen an zwei Beispielen aus Kanada und Großbritannien Umsetzung und Lösungsansätze aufgezeigt werden. Zum Abschluss wird ein Ausblick auf Änderungen in deutschen Richtlinien gegeben.

Internationally, tunnel projects with single-shell lining are increasingly being demanded and built using steel fibers for economic reasons. In Germany, these segments made of pure steel fiber concrete without steel bar reinforcement have so far only been used in individual cases. The existing regulations are unclearly formulated, partly contradictory and do not always permit a generally accepted mathematical verification. Existing time-consuming material tests for approvals in individual cases are generally not yet usable on the basis of project-related boundary conditions. In the following article, two examples from Canada and Great Britain will be used to illustrate implementation and possible solutions. Finally, an outlook on changes in German guidelines will be given.

Einleitung

Der Einsatz von Stahlfasern in Tübingen wird seit einigen Jahren in Deutschland diskutiert. Bisher verhindern normative Randbedingungen und Unsicherheiten hinsichtlich der Bemessungskriterien und Richtlinien zumindest in Deutschland eine breite Anwendung. Im Gegensatz dazu hat sich in einigen Ländern die Verwendung von Stahlfasern im Tunnelbau bereits durchgesetzt, so z. B. in den USA, Kanada, Großbritannien [4] und auch Australien. Als Wendepunkt in der Anwendung wird der U-Bahnbau in Doha, Katar, gesehen, wo 2014 in besonders aggressiver Umgebung zu 100 % stahlfaserbewehrte Lösungen und innovative Betonkonzepte die hohen Anforderungen an die Dauerhaftigkeit erfüllten. Weltweit – und insbesondere seit der Veröffentlichung des Model Code 2010 – sind englischsprachige Länder führend bei der Verwendung von stahlfaserbewehrtem Beton in Metro- und Abwasserprojekten. Somit stellt sich die Frage nach der Designphilosophie und den damit verbundenen Randbedingungen, die eine wirtschaftliche Umsetzung in diesen Ländern erlauben.

In Stahlfaserprojekten spielt die Leistungsfähigkeit der Faser, der Fasergehalt und deren Verteilung eine entscheidende Rolle für die Tragfähigkeit des Bauteils. Somit ist von Beginn an eine enge Partnerschaft zwischen planenden Ingenieur, Betontechnologe, Tübinghersteller und Baustelle notwendig. Normative Vorgaben müssen eine wirtschaftliche Bemessung gestatten, so dass Planer ein robustes Design erreichen können, das im Anschluss versuchstechnisch verifiziert wird.

Normative Randbedingungen für den Einsatz von Stahlfasern im Tunnelbau

Der Deutsche Ausschuss für unterirdischen Bauen (DAUB) arbeitet aktuell an einer Neufassung der Tübingrichtlinie. Grundlage der Anwendung in Deutschland ist die bauaufsichtlich eingeführte DAfStB-Richtlinie Stahlfaserbeton [1], die die spezifische Anwendung im Tunnelbau u.a. durch eine Begrenzung der Expositionsklassen deutlich einschränkt. Auch darüber hinaus gehende nationale Regelwerke grenzen den Einsatz von Stahlfaserbeton im Tunnelbau ein. Beispielsweise ist aktuell der Einsatz von statisch wirksamem Stahlfaserbeton im Bereich der DB AG gemäß der DB-Richtlinie 853 [2] nur möglich, wenn eine UiG vorliegt sowie eine ZiE bei der Aufsichtsbehörde (EBA) eingeholt wurde.

Mit den geplanten DAUB-Empfehlungen für die Bemessung, Herstellung und den Einbau von Tübbingungen sollen die in internationalen Projekten gemachten Erfahrungen berücksichtigt und die bestehende Lücke in den Anwendungsrichtlinien für Stahlfaserbeton bei Tübbingungen in Deutschland geschlossen werden. Die Empfehlungen basieren im Wesentlichen auf der DAfStB-Richtlinie Stahlfaserbeton [1], berücksichtigen darüber hinaus aber die Besonderheiten der Tübbingbauweise im Tunnelbau und die Erfahrungen mit dem Vorgängerregelwerk DBV-Merkblatt SFB [2].

Mit der bauaufsichtlichen Einführung der DAfStB-Richtlinie Stahlfaserbeton (RiL SFB) [1] steht ein in sich konsistentes Regelwerk für die Bemessung von Stahlfaserbeton oder Stahlfaserbeton in Kombination mit Stahlbeton (d.h. hybride Bewehrung) zur Verfügung. Die RiL SFB bezieht sich auf die DIN EN 1992-1-1 [3]. Entscheidend für den Einsatz von Stahlfaserbeton ist das Materialverhalten im Nachrissbereich. Folgende Arbeitsschritte sind zur Bemessung und Ausführung notwendig:

1. Ableiten der Grundkennwerte der Nachriss-Zugfestigkeit aus Erfahrungswerten bzw. Regelwerten oder kleinmaßstäblichen Versuchen.
2. Aus den Grundkennwerten werden die Rechen- und Bemessungskennwerte für definierte Spannungs-Dehnungslinien ermittelt. Diese Spannungs-Dehnungslinien für den Stahlfaserbeton finden Eingang in die übliche Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen nach DIN EN 1992-1-1 im Sinne einer Verbesserung der Tragfähigkeiten und der Gebrauchstauglichkeit.
3. Der entwerfende Ingenieur legt als Ergebnis seiner statischen Berechnungen die erforderlichen Baustoffeigenschaften des Stahlfaserbetons durch Angabe der Betonfestigkeitsklasse sowie der Leistungsklassen L1 und L2, ggf. in Kombination mit konventioneller Bewehrung, fest.
4. Der Bauteillieferant, in der Regel der Tübbinghersteller, entwickelt eine geeignete Betonrezeptur, die die Vorgaben der Planer erreicht.
5. Die Baustelle bestätigt durch Eignungsprüfungen im Verlauf der Ausführung die Festlegungen und die Qualität des Stahlfaserbetons.

Damit eine wirtschaftliche Bemessung erreicht werden kann, werden im Zuge der DAUB Empfehlung u.a. die Gültigkeitseinschränkung bei den Expositionsklassen oder der Umgang mit höheren Druckfestigkeitsklassen angepasst.

Advance Tunnel for Scarborough Subway Extension (ATSSE)

Das ATSSE Projekt beinhaltet die Erweiterung einer bestehenden U-Bahnlinie in Toronto, um die wichtigsten Teile des östlichen Zentrums einzubinden. Die Strecke ist 7,8 km lang und wird mit einer EPB Maschine aufgeföhren, deren Tunnelaußendurchmesser 11,50 m beträgt. Die Segmentbreite beträgt 2 m, die Segmentdicke 40 cm. Die Projektausführung erstreckt sich von 2021 bis 2025. Ausführende Firma ist Strabag Canada, Designverantwortung hat die Firma ARUP. Die Zentrale Technik unterstützte die Baustelle in technischen Fragestellungen in der Angebotsphase und hat dazu kritische Aspekte mit unabhängigen Vergleichsberechnungen untersucht.

Aufgrund der Boden-Bauwerk-Interaktion müssen die Spannungszustände des Gebirges und die Auswirkungen aus unterschiedlichen Lastzuständen berücksichtigt werden. Daraus ergibt sich, dass die Reaktion des Gebirges abhängig ist von Größe und Art der Belastung. Um ein realistisches Gebirgsverhalten abzubilden, werden in den Interaktionsberechnungen Einwirkungen und Materialparameter ohne Faktoren genutzt. Daraus ergeben sich unfaktorierte Schnittgrößen. Diese werden anschließend in den Nachweisberechnungen faktorisiert. Alle Interaktionsberechnungen basieren auf 3D Modellen des Tunnels und des angrenzenden Gebirges. Die Modellierung umfasst die Tübbinge sowie deren Längs- und Ringfugen mit ihren jeweiligen Einbauwinkeln. Der Gelenkhals wird explizit im Modell abgebildet. Die Ringkonizität sowie alle Einbauteile werden vernachlässigt. Kontaktelemente in den Tübbingfugen bilden den Kraftfluss ab und die damit verbundenen Verschiebungen und Verdrehungen zwischen den einzelnen Tübbingsegmenten und den Tübbingringen. Das Gebirge wird entsprechend seiner geologischen Schichtung diskretisiert. Das nichtlineare, inelastische Bodenverhalten wird vereinfacht über ein linear-elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb'scher Fließfläche abgebildet. Das verwendete Stoffgesetz verfügt über eine Hardening Bedingung sowie einen Tension Cut-off, um einen unrealistische Kraftfluss im Zugbereich zu begrenzen. Der Beton wird im Boden-Bauwerk-Interaktionsmodell zur Ermittlung der Gebirgsbelastung vereinfacht linear-elastisch im Druck und Zugbereich abgebildet, was zu konservativen Schnittgrößen und geringen Ringverformungen führt. Das Interaktionsmodell dient in erster Linie zur Ermittlung der Schnittgrößen aus der Gebirgsbelastung.

Der in der Regel bei Stahlfasertübbingen maßgebende Nachweis der Längsfuge wurde in einem separaten Längsfugenmodell durchgeführt. Hier kommt ein nichtlineares elasto-plastisches Materialmodell zum Einsatz, um das Nachbruchverhalten des Betons realistisch abzubilden. Die Schnittgrößen aus der Gebirgsbelastung, die sich aus dem Interaktionsmodell ergeben haben, werden jetzt mit Sicherheiten beaufschlagt und als Einwirkung angesetzt. Der Nachweis wird entsprechend Model Code 2010 [4] durchgeführt. Die für das Stoffgesetz notwendigen Kennwerte werden versuchstechnisch bestimmt, aus Regelwerken abgeleitet oder wie hier geschehen, als Mindestanforderungen für die Betonentwicklung festgelegt. Im konkreten Beispiel wurde durch ein Mindestverhältnis zwischen maximaler Nachrissbiegezugfestigkeit und Erstrissbiegezugfestigkeit definiert. Die maximale Nachrissbiegezugfestigkeit muss mindestens 20 % oberhalb der Erstrissbiegezugfestigkeit liegen, um ein sprödes Bauteilversagen bei Erstrissbildung zu vermeiden. Ferner wurde ein Mindestwert der Nachrisszugfestigkeit f_{R3} für einen CMOD-Wert von 2,5 mm vorgegeben. Die Betonentwicklung muss durch eine geeignete Auswahl der Stahlfaser und der Stahlfaserdosierung sicherstellen und durch Versuche belegen, dass die vorgegebenen Betonkennwerte eingehalten werden. Dies obliegt in der Regel dem Tübbinglieferanten.

Basierend auf den Materialanforderungen aus dem Design wurde im Rahmen der Betonentwicklung eine passende Betonmischung mit einem Fasergehalt von 40 kg/m^3 entwickelt und mittlerweile durch die Baustelle in der Produktion verifiziert. Der Vortrieb startet Ende 2022, so dass noch keine Ausführungserfahrungen vorliegen.

Atlas Road Tunnel, HS2, London

Der etwa 900 m lange innerstädtische Atlas Tunnel führt durch den überkonsolidierten London Clay. Der Tunnel dient als Versorgungstunnel für die Euston Tunnel. Er muss dauerhaft für 120 Jahre, inkl. Brandnachweisen, konzipiert werden, da eine spätere Nutzung nicht ausgeschlossen ist. Er befindet sich in der Nähe der Old Oak Common Station, einem neuen Bahnhof für die Hochgeschwindigkeitsstrecke London-Birmingham.

Der Innendurchmesser des Atlas Tunnels beträgt 6,20 m, Schalenstärke 0,30 m, Segmentlänge 1,60 m, die Tübbingteilung beträgt 7+1. Er ist nur im Start- und Endbereich für einige Ringe bewehrt, wird sonst als reiner Stahlfasertunnel ausgeführt. Die Überdeckung variiert zwischen 5 m bis

20 m, für den größten Teil der Strecke liegt sie in etwa bei 10 m. Der Anfangsbereich ist überschüttet und teils mit einer Betonplatte an der Oberfläche versehen, um etwa 1D Überdeckung zu gewährleisten.

Die Tonschichten besitzen Erdruchdruckbeiwerte vor Entspannung von $k_0=1.4$ bis zu $k_0=1.7$ für die oberflächennahen Abschnitte. Oberflächenlasten durch den Baubetrieb von bis zu 75 kPa wurden berücksichtigt.

Betongüte und f_{RK} -Werte nach MC90 wurden vom Designer vorgegeben. Die Festlegung der Rezeptur, der Fasertyp und die Dosierung wurde vom Fertigteilerhersteller gewählt, der selbst eine Entscheidung treffen sollte mit welchen Fasertypen und welcher Dosierungen er die Zielwerte erreicht.

Mit der Erfahrung von früheren Tunnelprojekten in London war klar, dass Tunnel im London Clay nicht zielführend mit Stabwerkmodellen und vorgegebenen Einwirkungen aus dem Baugrund untersucht werden sollten. Der Ton entspannt sich durch den Vortrieb und die resultierenden Erddrücke sind isotrop, d.h. der Seitendruckbeiwert vergleichmäßig sich. Variationen der Entspannung wurden zuvor mit 3D TBM Vortriebsmodellen untersucht und geeignete Vorentspannungen auf 2D Modelle übertragen. Alle 2D Modelle umfassen einen im Baugrund liegenden Tunnel mit und ohne el-pl-Längsfugengelenke und einer Vielzahl an Lastfällen.

Die Nachweise der konzentrierten Lasteinleitung, sei es durch die Vortriebspresen oder an den Längsfugen, wurden mit nichtlinearen Betonstoffgesetzen und FE-Modellen geführt. Es wurde unterschieden, dass für den GZG die charakteristische Betonzugfestigkeit nicht überschritten werden sollte und für den GZT mit der Stahlfaserfestigkeit $f_{R3,d}$ Gleichgewicht erreicht werden muss. Der Betonmischung wurden PP-Fasern für den Brandfall beigelegt.

Stahlfaser oder Stabstahl?

Welche Vorgehensweise für ein Projekt wirtschaftlicher ist, hängt von verschiedenen Faktoren ab. Hierzu gehören aus unserer Sicht beispielsweise:

- Stahlfasertunnel mit simplifizierten Erddruckfiguren und deren Diskontinuitätsbereiche (Längsfugen, Pressen) mit semi-analytischen, an Stabstahlbewehrung angelehnten Modellen zu untersuchen, führt zu unrealistischen Ergebnissen und ist in der Regel unwirtschaftlich.

- Kleine Tunnel, deren Schalenstärke konstruktiv selten unter 300 mm gewählt wird, meist in gutem Baugrund, sind günstiger mit Stahlfasern umsetzbar und mit entsprechenden Rechenmodellen auch nachweisbar.
- In aggressivem Baugrund mit Chlorideindringung gibt es Beispiele von Stabstahl-tunneln, wo nach wenigen Jahren massive Korrosionsabplatzungen erhebliche Reparaturkosten verursachen. Dies tritt bei Stahlfasern zumindest bisher nicht auf.
- Bei größeren Tunneln muss man das Gesamtbild betrachten:
 - Die Anzahl der Tübbinge geht unmittelbar in die Bauzeit ein. Bei einem 10 km langen Tunnel mit 9 m Durchmesser werden bei 7 Tübbingen pro Ring rund 35000 Tübbinge verbaut. Jeder zusätzliche Tübbing bedeutet Vortriebszeitverlängerung auf dem kritischen Bauzeitenpfad.
 - Stahlfasertübbinge müssen ggf. dicker ausgeführt werden als Stabstahl-tübbinge, weil sie sensibler beim Transport sind, oder sie werden kürzer, um ihre Schlankheit zu verringern. Dickere Tübbinge bedeuten jedoch auch Mehrkosten bei Beton, Aushub und Bodenentsorgung sowie für den Fall, dass mehr Tübbinge pro Ring notwendig werden, höhere Kosten für mehr Schalsätze.

Darum können Stabstahl-tunnel bei größeren Durchmessern weiterhin wettbewerbsfähig sein, insbesondere dann, wenn die Schale dünner und mit weniger Tübbingen ausgeführt werden kann als bei vergleichbar optimierten Stahlfasertunneln. Entscheidend ist in jeden Fall ein wirtschaftliches Design mit sinnvoller Berücksichtigung der Baugrundlasten und eine optimierte Fertigung des Bewehrungskorbes. Dieser muss reduziert werden auf möglichst wenige, wiederverwendbare und vorgefertigte Elemente. Der Korb sollte die statisch notwendige Bewehrung enthalten. Nicht erforderliche konstruktive Quereisen und Abstandhalter, schlecht gewählte Durchmesser für Schweißverbindungen, an Taschen ausgesparte und umgelegte Eisen, falsch dimensionierte Übergreifungslängen oder durch hohe Betondeckung nutzlose Eckbewehrungen verursachen über die Tübbinganzahl erhebliche Material- und Arbeitskosten.

Fazit

Generell sollte ein Tunnel hinsichtlich Tübbingdicke, Segmentanzahl und Faser- oder Stahlstabbewehrung so optimiert werden, dass ein Regelbereich über mind. 80-90 % der Strecke mit einer Variante abgedeckt werden kann.

Stahlfasertübbinge haben in einer Reihe von internationalen Projekten ihre Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit nachgewiesen. Weitere Projekte, wie die hier genannten, kommen hinzu und vergrößern kontinuierlich den Erfahrungsschatz. Grundsätzlich sind die projektspezifischen Randbedingungen zu beachten, die entweder für eine Stahlfaser- oder eine Stabstahlbewehrung sprechen. Einige Kriterien für die Auswahl wurden genannt. Geplante normative Änderungen sollen für Bauherren und Planer die Voraussetzung schaffen beide Optionen gleichberechtigt zu betrachten, um das Tunneldesign hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, Robustheit und Nachhaltigkeit zu optimieren.

Literatur

- [1] DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, Ausgabe 2012
- [2] DBV Merkblatt Stahlfaserbeton, Ausgabe 2001/2007
- [3] EC 2 - DIN EN 1992-1-1, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau in Deutschland
- [4] Model Code 2010, First Complete Draft, Volume 1, Chapter 5.6
- [5] A. Woods, P. Shuttleworth, c. Fesq: Steel Fiber Reinforcement Tunnel Lining, RETC 2005 Proceedings, Chapter 74, p. 947ff



Durchblick im Tunnelbau.

© INGE Elbquerung

Wir nehmen Infrastrukturbauwerke ganzheitlich in den Blick – wie hier bei der Entwurfsplanung für die Elbquerung der Küstenautobahn A20, einen zweiröhrigen, fast 6 km langen Straßentunnel in schwieriger Geologie: Mit kühnen Ideen die Zukunft gestalten.

Grundsätze und Erfahrungsstand zur Ringspaltverfüllung im maschinellen Tunnelbau

Paul Gehwolf



Dr. Paul Gehwolf

2009-14 Studium Rohstoffingenieurwesen
bzw. Geotechnik und Tunnelbau, MU Leoben

2014-18 Universitätsassistent am Lehrstuhl für
Subsurface Engineering der MU Leoben

2018 Promotion an der MU Leoben

2019-22 Experte Tunnelbau, DB Netz AG,
Zentrale

seit 2022 Niederlassungsleiter Dr. Spang
GmbH, München

Bei maschinell aufgefahrenen Tunneln trägt die Ringspaltverfüllung wesentlich zur Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Bauwerks bei. Aufgrund der steigenden Anzahl an zukünftigen Projekten war eine ausführliche Erhebung des Erfahrungsstands unabdingbar. Als Ergebnis ist ein neues Regelwerk der Deutschen Bahn für die Ringspaltverfüllung bei Eisenbahntunneln mit einschaligem Tübbingausbau entstanden. Die Kernanforderungen und Grundsätze werden in diesem Beitrag zusammengefasst. Zudem werden Optimierungspotentiale und weiterer Diskussionsbedarf als Ergebnis des Austauschs mit einer Vielzahl von Beteiligten aus den Bereichen der Bauherren, Baufirmen, Ingenieurbüros und wissenschaftlichen Institutionen aufgezeigt.

In shield driven tunnels, the annular gap backfill contributes significantly to the stability, serviceability and durability of the structure. Due to the increasing number of upcoming projects, a detailed survey of the state of the art from projects already carried out was essential. The result is a guideline of the Deutsche Bahn for annular gap backfilling in railway tunnels with single-shell lining. The main requirements and principles are summarized in this paper. In addition, optimization potential and further need for discussion are shown as a result of the exchange with a large number of stakeholders from clients, construction companies, engineering companies and scientific institutions.

Einleitung

Für den Bau deutscher Eisenbahntunnel kamen in den letzten Jahren vermehrt Tunnelbohrmaschinen mit einschaligem Tübbingausbau zum Einsatz. Zur Gewährleistung eines standsicheren, gebrauchstauglichen und instandhaltungsarmen Bauwerks ist bei dieser Art von Tunneln der verfahrensbedingt entstehende Ringspalt zwischen Baugrund und Tübbingausbau mit geeignetem Ringspaltverfüllmaterial, kurz RSVM, während des Vortriebs zu verfüllen.

Aufgrund der gewachsenen Anzahl an umgesetzten Projekten in Verbindung mit dem Einsatz neuartiger Bauprodukte wurden eine Vielzahl wichtiger Erkenntnisse gewonnen. Um diese Erfahrungen bei zukünftigen Projekten berücksichtigen zu können, wurde ein neues Regelwerk der Deutschen Bahn zu dieser Thematik erarbeitet. Die wichtigsten Erkenntnisse werden in diesem Beitrag zusammengefasst.

Grundsätze und Anforderungen

Die wesentlichen Grundsätze und Anforderungen an die Ringspaltverfüllung bei Tunneln mit Tübbingausbau leiten sich aus verschiedenen Aspekten – von den Projektspezifika bis zur Materialauswahl – ab.

Aus statischer Sicht muss eine ausreichende Bettung des – als Gelenkring wirkenden – Tübbingausbaus durch die Ringspaltverfüllung sichergestellt

werden. Eine vollständige Verfüllung des Ringspalts trägt zudem wesentlich zur Reduzierung von Verformungen und Setzungen bei. Darüber hinaus können somit Ovalisierungserscheinungen verhindert werden, wodurch einstellende ungünstige Belastungskombinationen mit hohen Momenten bei niedrigen Normalkräften vermieden werden können.

In Zusammenhang mit der Reduktion von Verformungen ist auch die Forderung nach einer maßgebenden Reduktion von Auflockerungserscheinungen im Baugrund zu sehen. Auflockerungen können in weiterer Folge zur Entstehung von neuen Wasserwegigkeiten beitragen, die sich negativ auf den Baugrund, z.B. durch Verwitterung und Entfestigung, auswirken können.

Zusätzlich ist sicherzustellen, dass eine ausreichende Sicherheit gegen Lageänderungen der Tübbingröhre, z.B. gegen Auftrieb im Grundwasser bzw. im „flüssigen“ (jungen Alter) Ringspaltverfüllmaterial vorhanden ist.

Die o.g. Anforderungen sind nicht nur während der Bauphase, sondern auch über die gesamte Lebensdauer für ein dauerhaftes, standsicheres und vor allem instandhaltungsarmes Bauwerk entscheidend.

Die gelisteten Punkte erheben aufgrund projektspezifischer Besonderheiten keinen Anspruch auf Vollständigkeit, jedoch kann nach [1] eine zusammenfassende Einteilung in folgende Kategorien erfolgen:

- Hohlraumsicherung und vollständige Füllung des Ringspalts
- Sicherstellung der Lagestabilität
- Kraftschlüssige Bettung der Tübbingröhre ab dem Verlassen des Schildmantels
- Auswirkungen auf ein dauerhaftes Bauwerk

Aus diesen wesentlichen Grundsätzen der Ringspaltverfüllung leiten sich folgend in Kombination mit der Geologie, der gewählten Maschinenteknik, dem Ausbau und weiteren Faktoren auch Anforderungen an das jeweilige Ringspaltverfüllmaterial (z.B. Ein- (1K-) oder Zweikomponenten- (2K-) RSVM) sowie den Prozess der Ringspaltverpressung ab. Auf die einzelnen Anforderungen in Abhängigkeit der jeweiligen Ringspaltverfüllmaterialien wird ausführlich in [1-2] eingegangen.

Erfahrungsstand, Diskussionspunkte und Regelwerkserstellung

Mittels Tunnelbohrmaschinen wurden in Deutschland in den letzten Jahrzehnten vorwiegend seichtliegende und innerstädtische Tunnel mit kleinen bis mittleren Durchmessern hergestellt. Hierzu zählen u.a. U-Bahntunnel sowie Ver- und Entsorgungstunnel. Straßentunnel wurden bis auf wenige Ausnahmen meist konventionell aufgefahren.

Eisenbahntunnel wurden bis zur Änderung des Rettungskonzepts und der damit einhergehenden Implementierung des Zwei-Röhren-Konzepts aufgrund des großen, meist zweigleisigen Querschnitts überwiegend konventionell aufgefahren. Erst seit Mitte der 1990er Jahre kamen auch im Bereich der deutschen Eisenbahntunnel zunehmend Tunnelbohrmaschinen in Kombination mit einschaligem Tübbingausbau zum Einsatz.

Zu den Bahnprojekten zählen im innerstädtischen Bereich die Projekte Fernbahntunnel Berlin, Flughafen S-Bahn Hamburg sowie City-Tunnel Leipzig. Auf Neubau- bzw. Ausbaustrecken wurden mehrere Fernbahntunnel wie Katzenbergtunnel, Finnetunnel, Boßlertunnel und Albvorlandtunnel errichtet. Hinzu kommen noch eingleisige Ersatzneubauten wie Neuer Schlüchtere Tunnel oder Neuer Kaiser-Wilhelm Tunnel.

Als Ringspaltverfüllmaterial kam traditionell bei den meisten Projekten 1K-RSVM zum Einsatz. Diese bestehen im Kern aus Gesteinskörnung und hydraulischem Bindemittel. Die Entwicklung der Eigenschaften (z.B. Steifigkeit) erfolgt grundsätzlich durch das Auspressen des Überschusswassers in den Baugrund und nachfolgende Hydratation des Bindemittels. Erst beim Bau der NBS Wendlingen-Ulm bzw. Stuttgart 21 in den 2010er Jahren wurden chemisch aktivierte Bindemittelsuspensionen in Form von 2K-RSVM bzw. bei größerem Anteil an Gesteinskörnung 2K-Mischsysteme (2K-MS) eingesetzt. Faktoren und Details, welche die Entscheidung zur Materialwahl beeinflussen, können [1] entnommen werden.

Die aufgelisteten Anforderungen und Grundsätze sind allgemein gültig; die Beurteilung des Projekterfolgs hierzu jedoch stark subjektiv. Vergleiche zwischen den einzelnen Projekten sind in der Regel schwierig, da aufgrund von unterschiedlichsten Projekttrandbedingungen aussagekräftige Beurteilungen des Projekterfolgs nur bedingt übertragen werden können.

Ein geordneter Wissenstransfer dieser Erfahrungen ist aufgrund der steigenden Anzahl an Projekten, die in Zukunft umgesetzt werden sollen und aktuell in Planung sind, jedoch zwingend erforderlich. Herausforderung hierbei ist, dass bisher nur sehr wenige Regelungen zu dieser Thematik vorhanden waren. Dies hat dazu geführt, dass in den jeweiligen Projekten unterschiedliche Standards beachtet wurden und dass ein Erfahrungstransfer nur sehr eingeschränkt erfolgte.

Aus diesen Gründen wurde für einschalige Eisenbahntunnel in Deutschland der aktuelle Stand der Technik bestmöglich erfasst und dieser als Regelwerkstext über die neue DB-Richtlinie 853.4006 „Ringspaltverfüllung bei Eisenbahntunneln“ [2] wiedergegeben. Die Richtlinie beinhaltet Regelungen zu den gängigen RSVM sowie Anforderungen an diese, die Prüfung der Materialien und die Kontrolle der Ringspaltverfüllung sowie Regelungen zur Nachverpressung.

Die Erfahrungen aus bis jetzt ausgeführten Projekten zeigten jedoch Optimierungspotential und Diskussionsbedarf auf. Einige Beispiele hierfür werden nachfolgend beschrieben:

- Vorhandene Daten aus bereits ausgeführten Projekten eignen sich nur mäßig für den Vergleich der Projekte. Meist wurden verschiedene Versuche für die Bestimmung von Parametern bzw. bei gleichen Versuchen unterschiedliche Versuchsrandbedingungen, z.B. Probenlagerung und Versuchszeitpunkte, zu Grunde gelegt. Die Reproduzierbarkeit von Versuchen ist meist nach Projektende nicht mehr gegeben.
- Normen für zementgebundene Baustoffe lassen sich nur bedingt auf das Ringspaltverfüllmaterial übertragen. Dies gilt speziell für den Bereich der Versuchstechnik aber auch für Expositionsklassen und die Dauerhaftigkeit. Hierdurch ergeben sich u.a. bei neuartigen Produkten, sprich 2K-RSVM, Diskussionen über die Langzeitstabilität, die mitunter in einem aufwändigen und den Betrieb einschränkenden Monitoring enden können.
- Durch die chemische Natur des 2K-RSVM herrschen - zusätzlich zur Diskussion der Langzeitstabilität - Unsicherheiten bei der Betrachtung der Umweltverträglichkeit. Eine versuchstechnische Abbildung hierfür ist nicht trivial, jedoch in vielen Fällen erforderlich.
- Wesentlich neben diesen Themen ist auch die die Kontrolle des Verpresserfolgs ohne Beeinflussung der Dauerhaftigkeit des Ausbaus.

Ohne einen direkten Aufschluss verbunden mit Bohrungen durch den einschaligen Tübbingausbau lässt sich mit den aktuellen Methoden nicht präzise ableiten, ob die Ringspaltverfüllung den Anforderungen entspricht. Der dauerhafte Verschluss der Bohrungen mit aktuellen am Markt verfügbaren Produkten stellt sich zudem fraglich dar; der Austausch von Dichtungen bei den Verpressstutzen während der Lebensdauer eines Tunnels ist für einen Betreiber nicht zielführend.

- Die Verpressung des Ringspalts kann mit der vorhandenen Maschinenteknik unter bestimmten geologischen Randbedingungen herausfordernd sein. Schließt der Ringspalt z.B. bei geologisch bedingtem Überprofil nicht sauber ab, kann kein Druckaufbau erfolgen. Ein Verpresserfolg bei der Verwendung von 1K-RSVM, welche seine Wirkung primär auf die Entwässerung von Überschusswasser basiert, wird sich demzufolge ggf. nicht einstellen. Bei 2K-RSVM können Schollen von geliertem 2K-RSVM durch den Spalt Richtung Ortsbrust abgleiten. Eine ausführliche Untersuchung hinsichtlich der einsetzbaren RSVM ist demzufolge entscheidend zur Sicherstellung des Projekterfolgs.

Unabhängig der technischen Randbedingungen, die durch ein Regelwerk und die technische Weiterentwicklung abgedeckt werden können, hat sich maßgebend für den Projekterfolg eine technische Kooperation zwischen Auftraggeber, bauausführenden Firmen, Planern sowie weiteren Institutionen erwiesen.

Fazit

Der hier verfasste Beitrag gibt einen allgemeinen Überblick über das komplexe und für ein dauerhaftes Tunnelbauwerk essenzielles Thema der Ringspaltverfüllung. Die DB-Richtlinie 853.4006 [2] ist als Konsens aus unzähligen verschiedenen Standpunkten und der aktuellen Erfahrungen von bei der Planung, der Umsetzung aber auch der Instandhaltung beteiligten Akteuren entstanden. Bei der Ausarbeitung hat sich jedoch Optimierungspotential und Diskussionsbedarf für zukünftige Projekte gezeigt, welche eine intensive Auseinandersetzung der Projektbeteiligten zukünftiger Projekte erfordern wird.

Danksagung

Dieser Beitrag entstand aus den Ergebnissen und Erkenntnissen einer Forschungskooperation der DB Netz AG, Tunnel- und Erdbau Technik (I.NAI 431), der Ruhr-Universität Bochum, der Technischen Universität München sowie dem Ingenieurbüro Büchting + Streit. In dieser Kooperation wurde sowohl die DB-Richtlinie 853.4006 „Ringspaltverfüllung bei Eisenbahntunneln“ [2] erarbeitet sowie die Publikation „Erfahrungsstand zur Ringspaltverfüllung bei einschaligen Tunneln mit Schwerpunkt deutsche Eisenbahntunnel“ [1] verfasst. Allen hierbei beteiligten Co-Autoren aber auch den Fachexperten, welche ihr Wissen in unzähligen Gesprächen und Abstimmungsrunden geteilt haben, gilt der Dank des Autors.

Literatur

- [1] Gehwolf, P., Schulte-Schrepping, C., Behnen, G., Camós-Andreu, C., Hammer, A., Zougou, D., Breitenbücher, R., Fischer, O., Thewes, M.: Erfahrungsstand zur Ringspaltverfüllung bei einschaligen Tunneln mit Schwerpunkt deutsche Eisenbahntunnel; Taschenbuch für den Tunnelbau, 2022
- [2] DB Netz AG: Richtlinie 853.4006, Ringspaltverfüllung bei Eisenbahntunneln, 2022



SOCOTEC

ZPP INGENIEURE

Ihre Experten für Grund- und Tunnelbau.

Wir ziehen um!

Pilgersheimer Str. 38 - 81543 München

zpp.de

B2 Tunnel Starnberg – eine besondere Maßnahme und ihre statisch-konstruktiven und bautechnischen Herausforderungen

Martin Zeindl, Herwig Ludwig, Franz-Hubertus Beck



Dipl.-Ing. Univ. Martin Zeindl

1996-2001 Studium Bauingenieurwesen, TUM
2001-2003 Baureferendariat,
Regierungsbaumeister
2003-2008 Autobahndirektion Südbayern,
Projektleitung
2009-2011 BMVBS, Referent
2012-2016 OBB, Referent
2017-2019 Autobahndirektion Südbayern
Seit 2019 Landesbaudirektion Bayern, Leiter
des Referats Tunnel und Tunnelausstattung



Dipl.-Ing. Univ. Herwig Ludwig

1992-1998 Studium Bauingenieurwesen, TUM
1999-2003 Bauleiter Tunnelbau
2004-2009 Planungsleiter international: Chile,
Singapur, Schweiz, Österreich
2009-2015 Projektmanagement DB Netze, S21
Abschnittsleiter PFA 2.1, Arbeitsgebietslei-
ter ABS 38
2015-2017 Bauüberwachung Tunnelbau
Seit 2017 Projektleiter Tunnel Starnberg



Dipl.-Ing. Univ. Franz-Hubertus Beck

1993-1999 Studium Bauingenieurwesen, TUM

1999-2001 Bauleiter

2001-2008 Leiter technisches Büro,
Planungsleiter, Oberbauleiter

2008-2021 Abteilungsleiter Planung Tunnel-
bau

Seit 2021 Landesbaudirektion Bayern,
Projektleiter Referat Tunnel u. Tunnelaus-
stattung,
Projektunterstützung Tunnel Starnberg

Mit der künftigen Realisierung des Tunnels Starnberg wird der Innenstadtbereich von Starnberg spürbar vom Verkehr entlastet werden. Die Tunnelröhre hat eine Länge von rund 1,9 km und einen Durchmesser von etwa 12,6 m und wird in weiten Teilen maschinell hergestellt. Das Projekt umfasst herausfordernde und nicht alltägliche Randbedingungen, unter anderem das unterirdische Bauen innerhalb eines stark heterogenen Baugrunds mit drei Grundwasseraquiferen. Der vorliegende Beitrag zeigt einige der daraus resultierenden Fragestellungen und skizziert die jeweils gefundene Lösung. Dabei wurden in der Regel verschiedene Varianten gegenübergestellt und Vergleichsberechnungen angestellt, um die Robustheit der Lösungsansätze abzusichern.

With the future realization of the Starnberg Tunnel, the inner city area of Starnberg will be noticeably relieved of traffic. The tunnel tube has a length of around 1.9 km and a diameter of approximately 12.6 m and will be constructed by a TBM in large parts. The project involves challenging and unusual boundary conditions, including underground construction within a highly heterogeneous subsoil with three groundwater aquifers. This paper presents some of the resulting issues and outlines the solution found in each case. As a rule, different variants were compared and comparative calculations were carried out to ensure the robustness of the solutions.

Allgemeine Projektvorstellung

Projektgebiet, Projektziel

Die Bundesstraße 2 ist mit rund 845 Kilometern die längste und eine der ältesten Bundesstraßen Deutschlands. Sie durchquert Deutschland in Nord-Süd-Richtung von der deutsch-polnischen Grenze bis zur deutsch-österreichischen Grenze bei Mittenwald und ist damit eine bedeutende überregionale Verbindung.

In Starnberg wird seit längerer Zeit ein rund 1,9 km langer, einröhriger Straßentunnel geplant, der die Stadt vom Durchgangsverkehr entlasten soll. Dadurch werden sich die Verkehrssicherheit und Leistungsfähigkeit der B2 in Starnberg verbessern. Der Tunnel Starnberg ist ein Projekt des Bundes, das vertreten durch das Staatliche Bauamt Weilheim mit fachlicher Unterstützung der Landesbaudirektion Bayern umgesetzt wird.

Bauwerksdaten:

- Gesamtlänge: 2.180 m
- Tunnellänge: 1.878 m
- Bergmännischer Tunnel 1.726 m
- 6 Notausgänge
- 5 Dükerbauwerke
- 2 Betriebsgebäude
- 1 Lüftungszentrale

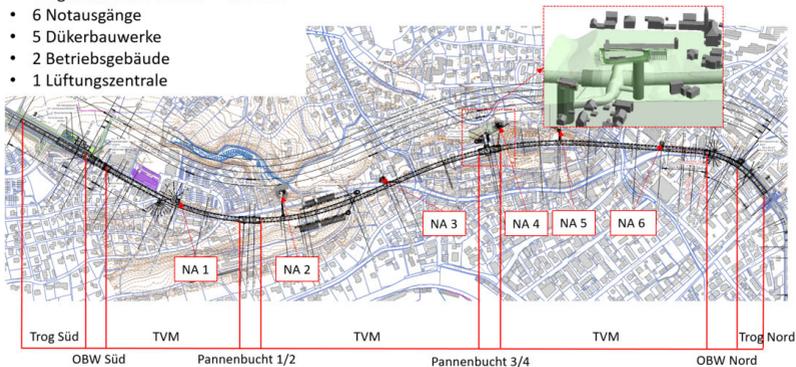


Abb. 1 Lage und Teilbauwerke

Herausforderungen, besondere Randbedingungen

Der Tunnel Starnberg wird unter folgenden herausfordernden Randbedingungen realisiert.

- Der Baugrund im glazialen Bereich einer Endmoräne ist sehr heterogen und stellt durch Nagelfluhbänke, Rollkieslagen, Findlinge

Tunnel Starnberg – eine besondere Maßnahme und ihre statisch-konstruktiven und bautechnischen Herausforderungen

und strukturempfindliche Seetone besondere Herausforderungen. Die Dichte der geotechnischen Erkundung ist daher sehr hoch.

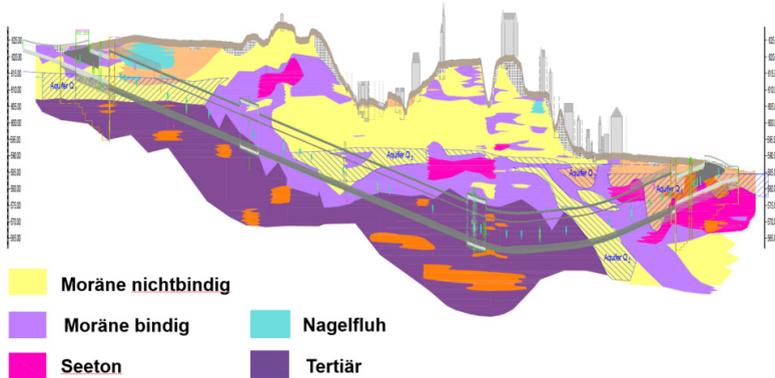


Abb. 2 Geologischer Längsschnitt

- Der Tunnel kommt in drei verschiedenen Grundwasseraquiferen mit teils großer Mächtigkeit und hohen Fließgeschwindigkeiten zu liegen. Deshalb werden fünf Düker erforderlich.
- Das hohe Verkehrsaufkommen auf der B 2 in Zusammenwirken mit der beengten innerstädtischen Lage der zahlreichen Teilbaustellen stellt Herausforderungen an die Aufrechterhaltung des Verkehrs durch detaillierte Planung der Bau-, Verkehrsphasen und Logistik.
- Die zahlreichen Abstimmungsbedarfe zu Stadt, Landratsamt und sonstigen Behörden erfolgen durch ein intensives Besprechungsweisen und Schnittstellenmanagement.

Projektstand

- Ein rechtskräftiger Planfeststellungsbeschluss ist vorhanden und wird aktuell durch ein Planänderungsverfahren ergänzt.
- Der Baubeginn ist durch den Spatenstich im Juli 2018 erfolgt. Das erste Los „Straßenbau Nordzulauf“ wurde zwischen 2018 und 2022 fertiggestellt. Die Spartenverlegung für den Tunnel erfolgt von 2022 bis 2024. In 2023 wird die Mittelspannungsleitung für die TVM durch Starnberg verlegt und ein Ersatzneubau für die Eisenbahnbrücke über die Bundesstraße erstellt.

- Die Ausschreibungsplanung für das Hauptlos Tunnel Rohbau wird aktuell finalisiert.

Querschnitt, Längsschnitt / Höhenplan, grundsätzliche Bauweisen

Der Maschinenvortrieb ist gekennzeichnet durch einen 12,6 m Durchmesser des Ausbruchsquerschnitts, ausgeprägte mixed-face conditions und teilweise geringe Überdeckung zu Gebäuden und Oberfläche. Die bestehende Bundesstraße wird im schleifenden Schnitt mit geringer Überdeckung dreimal unter Verkehr unterfahren.

Als wesentliche Bauverfahren kommen TBM- und Rohrvortriebe, konventionelle Vortriebe, Schlitzwände, Bohrpfahlwände sowie DSV-Sohlen und -Kappen zum Einsatz.

Im Folgenden werden besondere Bereiche und die bautechnischen und statisch-konstruktiven Lösungen vorgestellt.

Notausstiege: Öffnen der Tübbingröhre

Der Tunnel Starnberg besitzt sechs Notausgänge, von denen fünf an die Tübbingröhre anschließen. Aufgrund des Verlaufs der Gradienten, der wechselhaften geologischen Situationen und der topographischen Lage besitzt der Tunnel Starnberg an allen Notausgängen unterschiedliche Randbedingungen. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden die verschiedenen Situationen statisch untersucht.

Den Untersuchungen liegt in der Regel folgender Bauablauf zugrunde:

- Auffahren der Tunnelröhre
- Einbau einer Aussteifungskonstruktion im Bereich der späteren Tunnelöffnung, um eine Umlagerung der Kräfte im Öffnungsbereich zu ermöglichen. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden drei Rahmentypen, die je nach Belastung zum Einsatz kommen können, untersucht.
 - Typ 1: Rahmen
 - Typ 2: halbseitige Aussteifung
 - Typ 3: umlaufende Aussteifung

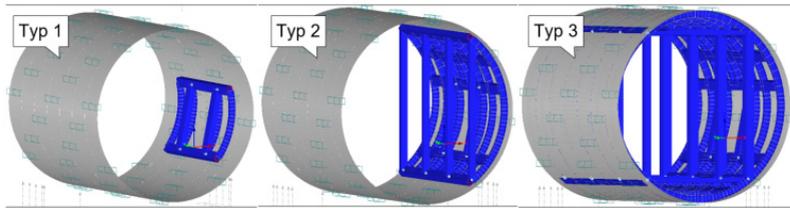


Abb. 3 Typen Aussteifungen

Je nach Einsatzbereich erwiesen sich die Typen 2 und 3 als geeignet.

- Öffnen der Tübbings mit Kernbohrungen und Betonsägen
- Vortrieb der Rettungsstollen aus der geöffneten Tübbingröhre zu den vorab erstellten Notausstiegsschächten:
Hierbei war zudem der Ausfall der Bettung im Ausbruchsbereich zusammen mit dem teilweisen Entfall der Lasten zu untersuchen.
- Endzustand mit Innenschale und einem massiven Betonrahmen zur Stützung des Tübbingringes in der ausgeschnittenen Öffnung

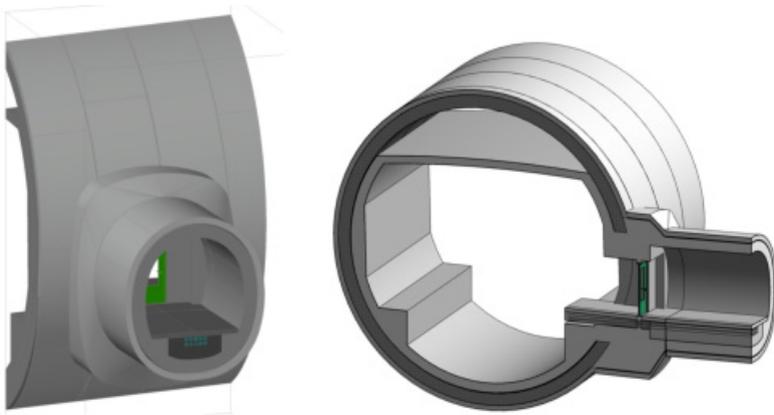


Abb. 4 Anschluss Rettungsstollen an Tübbingröhre

Zusätzlich wurde auch die Variante mit umgekehrter Vortriebsrichtung der Rettungsstollen von den Schächten zum Tübbingtunnel hin untersucht und statisch nachgewiesen.

Als statisches Modell für die Untersuchungen diente ein gebettetes Schalenmodell mit sieben gekoppelten Ringen. Die Gebirgsbelastungen wurden mithilfe der FE-Berechnungen des regulären Vortriebs ermittelt und auf das Schalenmodell aufgebracht.

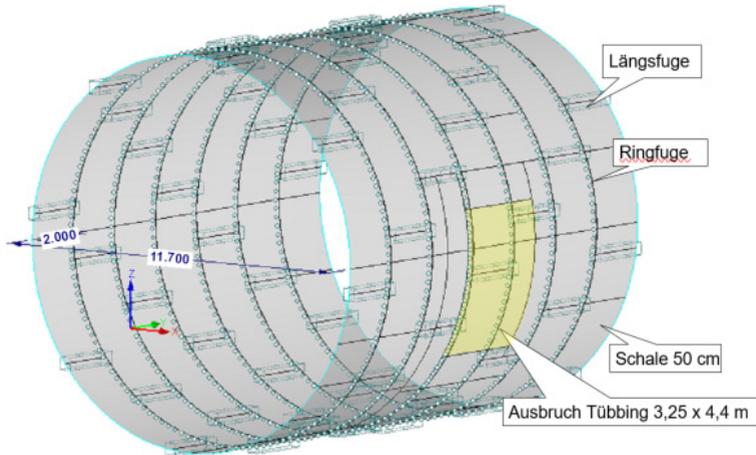


Abb. 5 Statisches Modell

In den Ringfugen erfolgt eine Kopplung der Tübbingringe über Schubdübel aus Stahl.

Um die Sicherheitsreserven im System einschätzen zu können, wurden folgende zwei Varianten untersucht:

- Lastabtragung nur über Schubdübel, kein Ansatz der Reibung in den Ringfugen
- Berücksichtigung der Reibung aus den Längskräften in den Ringfugen zusätzlich zu den Schubdübeln

Der Vergleich zeigt, dass mit Ansatz der Reibung in den Ringfugen die Dübel bis zu 40% entlastet werden. Nachdem die Reibung für Ausführung technisch nicht sichergestellt werden kann, wird diese als Sicherheitsreserve betrachtet.

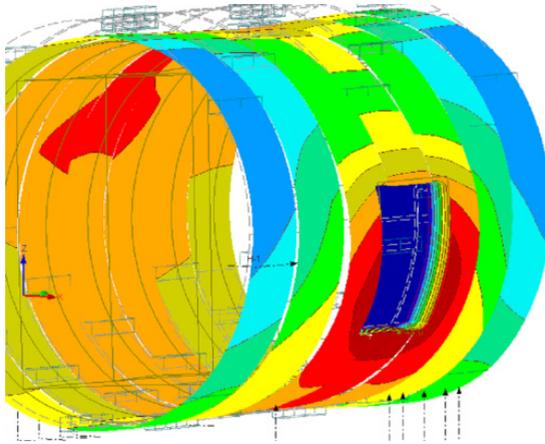


Abb. 6 Verformungen im geöffneten Zustand

Nachweis der Teilflächenpressung in den Längsfugen

Im Zuge der Bearbeitung erfolgten u.a. auch der Nachweis der Dichtprofile und der Teilflächenpressung in den Längsfugen.

Gemäß EC 2 ist für letzteren die geometrische Ähnlichkeit der Lasteinleitungs- und Lastausbreitungsfläche sicherzustellen. Diese Forderung reduziert im Zusammenhang mit der Geometrie der Tübbingfugen die mögliche Belastbarkeit erheblich.

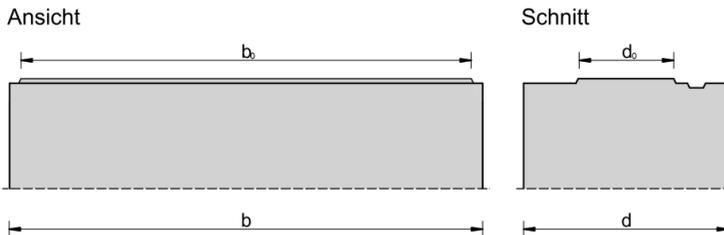


Abb. 7 Geometrie der Tübbinglängsfuge. Aus: Dissertation „Zum Tragverhalten der Tübbinglängsfuge, Gerald Schmidt-Thrö

Daher wurden an der TU München in diesem Zusammenhang bereits in den letzten Jahren umfangreiche Forschungsarbeiten zum Tragverhalten im Bereich von Tübbinglängsfugen durchgeführt, auf deren Grundlage auf diese Forderung verzichtet und somit eine wirtschaftlichere Ausbildung des Tübbingquerschnitts erzielt werden kann.

Veröffentlicht wurden die Ergebnisse der Forschung im Tunnelbau Taschenbuch 2016: „Bemessung und Konstruktion von Längsfugen beim Tübbingausbau“ (Verfasser: Univ.-Prof. Oliver Fischer Dr.-Ing., Gerald Schmidt-Thrö Dipl.-Ing.). Ein darauf beruhendes, vom EC 2 abweichendes, Nachweisverfahren für Tübbingfugen hat bereits Eingang in das Regelwerk der Deutschen Bahn (Ril 853) gefunden.

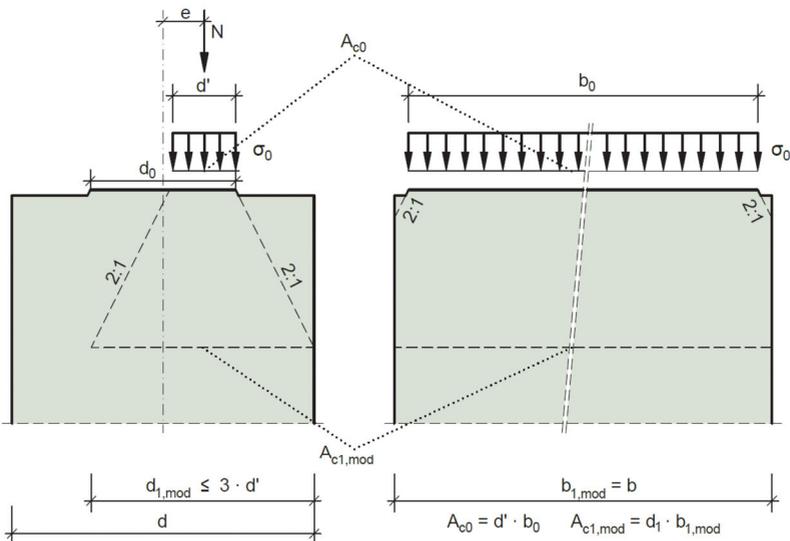


Abb. 8 Ermittlung der Verteilungsfläche gemäß Ril 853

Im Bereich seitlich der Öffnungen für die Notausstiege ergibt sich rechnerisch eine hohe Auslastung in den Teilflächenpressungen. Daher wird dort in Abstimmung mit dem Prüfenieur und abweichend von der ZTV-ING der Einsatz von Tübbing mit einem höherfesten Beton (C70/85) vorgesehen.

Tunnel Starnberg – eine besondere Maßnahme und ihre statisch-konstruktiven und bautechnischen Herausforderungen

Für die Bemessung von Stahlbetontübbing verweist die ZTV-Ing auf die DIN EN 1992-2. Hierin sind aktuell nur Betone bis zu einer Betonfestigkeit C50/60 geregelt (DIN EN 1992-2/NA:2013-04 Abs. 3.1.2).

Höherfeste Betone sind in der DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA, aber nicht in der DIN EN 1992-2, geregelt.

Nach Rücksprache des Vorhabensträgers mit der Genehmigungsbehörde (zuständiges Bundesministerium und BAST) reicht unter Einbeziehung des Prüfenieurs die Tatsache aus, dass die Betone in der der DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA geregelt sind, so dass eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) hier nicht notwendig wird.

Pannenbuchten

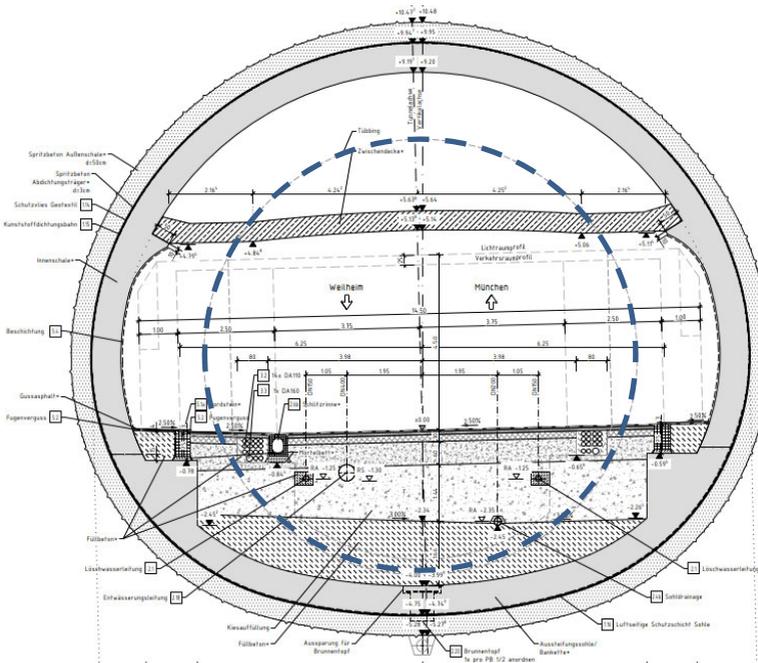


Abb. 9 Querschnitt mit Pannenbuchten

Der Tunnel Starnberg besitzt je Fahrtrichtung zwei Pannenbuchten, die derjenigen der Gegenfahrtrichtung gegenüberliegend angeordnet werden. Sie haben gem. EABT eine Breite von je 3,0 m, die zugehörige Länge ist etwa 60 m. Es ergibt sich mit den zugehörigen Notgehwegen eine lichte Gesamtquerschnittsbreite von ca. 17 m. Der dazugehörige Ausbruchsquerschnitt ist 16,5 m hoch und 18,7 m breit.

Die Pannenbucht 1/2 soll im Nachgang zum TBM Vortrieb hergestellt werden, wohingegen die Pannenbucht 3/4 aus technischen und bauzeitlichen Gründen vorher hergestellt werden soll.

Pannenbucht 1/2

Für die Herstellung des Querschnitts der Pannenbucht PB 1/2 wird erst der maschinelle Regelquerschnitt aufgefahren und mit Tübbingens gesichert. Aus diesem Querschnitt heraus wird die PB 1/2 nachträglich aufgeweitet.

Die PB 1/2 kommt in einem Bereich bindiger Moräne mit steifer bis halbfester und teils fester Konsistenz zu liegen. In der Sohle stehen halbfeste bis feste Tone/Schluffe an. In der Firste können Linsen nichtbindiger Moräne und Schichtwässer mit Verbindung zum darüber liegenden Aquifer anstehen, die von GOK nicht vorab entwässert werden können. Zur Erhöhung der Sicherheit bei der Aufweitung gegen die anstehenden Wasserdrücke wird die PB 1/2 daher unter Druckluft aufgefahren.

Ablauf der Aufweitung

Für den späteren abschnittswisen Rückbau der Tübbingringe wurde der Bereich der PB 1/2 vorab mit Kurzringen aufgefahren, um die Ringbreite auf die Abschlagslängen der späteren Aufweitung abzustimmen.

Zur Sicherung des anstehenden Bodens gegen Ausfließen oder Ausbrechen wird der Boden um den Ausbruch des ersten Tübbingringes mit Injektionen verfestigt. Das Öffnen der Tübbinge und das Setzen der ersten Sicherungsmittel einschließlich eines Rohrschirms erfolgt sukzessive im Schutze des Injektionskörpers. Für den Fortlauf des Abbruchs der Tübbingschale sind Entwässerungsbohrungen mit einer Vakuumentwässerung vorgesehen, um den Baugrund vortriebsvorlaufend zu entwässern. Eine kombinierte Sicherung aus Rohrschirm und Hüllrohrspießen dient der weiteren Ausbruchsicherung.

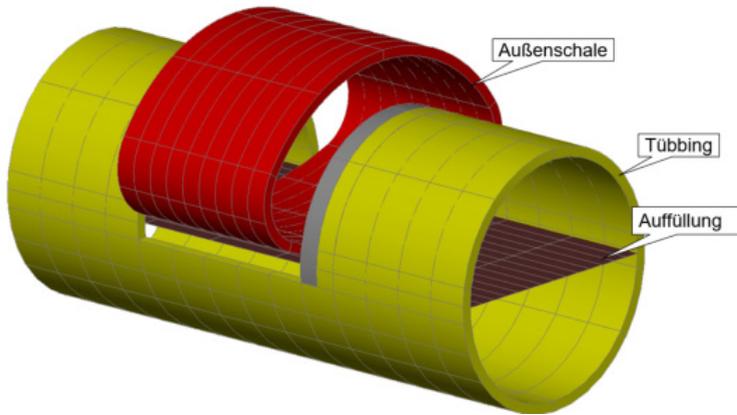


Abb. 10 Schematische Darstellung Aufweitung Kalotte Pannenbucht

Zusätzlich ist für den Rückbau der Tübbinge in der PB 1/2 ein temporäres, kraftschlüssiges Aussteifungs- und Abstützungssystem notwendig.

Im Zuge der Aufweitung der Pannenbucht treten Lastumlagerungen auf. Die Lastumlagerungen erfolgen räumlich, d.h. sowohl quer als auch längs zur Tunnelachse. Der Lastabtrag erfolgt über ein dreidimensionales Gewölbe. Im Zuge der Aufweitung der Pannenbucht erfolgt somit auch eine Lasterhöhung im Bereich der vorab erstellten Tübbingschale. In der nachfolgenden Abbildung ist qualitative Tragwirkung in Längs- und Querrichtung dargestellt.

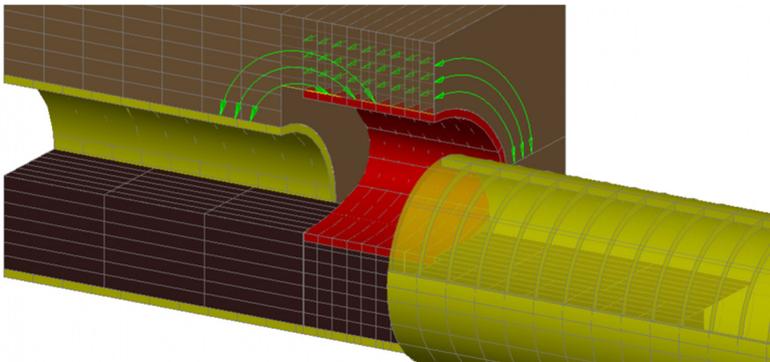


Abb. 11 Räumliche Tragwirkung längs und quer

Die Lasterhöhung quer zur Tunnelachse kann den 2D-FEM-Berechnungen entnommen werden. Dabei sind die Gebirgslasten in diesen Berechnungen für die bergmännische Aufweitung mit einem anderen Vorentspannungsfaktor zu ermitteln als für einen maschinellen Vortrieb mit aktiver Ortsbruststützung.

Aus der Tunnelaufweitung entstehen Umlagerungen und somit Lasterhöhungen auch in Längsrichtung für die der Aufweitung benachbarten Tübbinge. Auch dieser Sachverhalt war bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Pannenbucht 3/4

Die Pannenbucht PB 3/4 wird vor dem Passieren der TBM aus dem aufgeweiteten Zwischenangriffsstollen des Notausstiegs 4 vorgetrieben. Die TBM wird anschließend durch den Ausbruchquerschnitt der Pannenbucht durchgezogen bzw. -geschoben.

Die PB 3/4 liegt in den tertiären Schichten, welche vereinzelt Sand- bzw. Sandsteinschichten einschließen, die einen Wasserdruck, der in der Höhe mindestens dem Quartärwasserdruck entspricht, aufweisen können. Diese Schichten werden mit vorab von GOK hergestellten Entspannungsbrunnen beidseitig der Pannenbucht entwässert.

Während des Vortriebes sind zusätzlich im Bereich der Ortsbrust voraus-eilende Entwässerungsbohrungen mit Vakuumbeaufschlagung berücksichtigt.

Zur Stabilisierung des Kreuzungsbereiches Zwischenangriffsstollen und Pannenbuchtquerschnitt ist ein massiver Aussteifungsrahmen als Ortbetonrahmen zur Abtragung der Lasten vorgesehen. Anschließend erfolgt die bergmännische Herstellung der Pannenbucht beidseitig des Stollens.

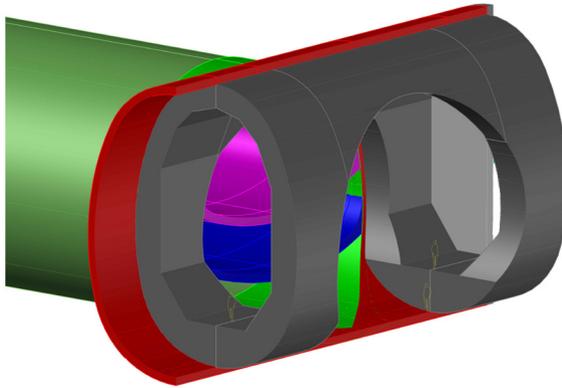


Abb. 12 Räumliche Darstellung des Aussteifungsrahmens

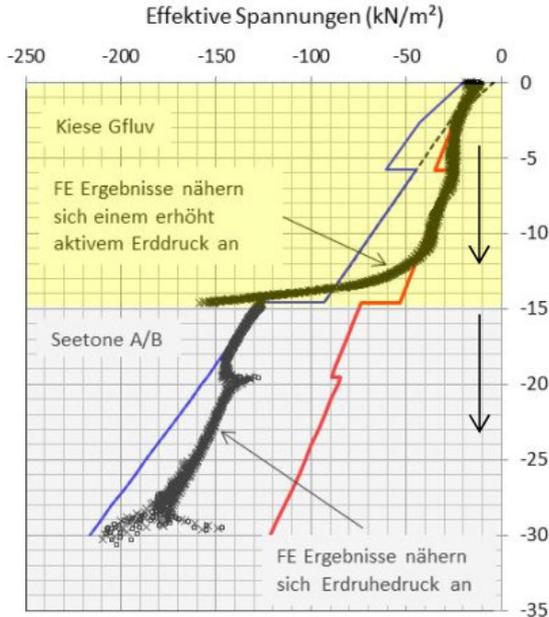
Die Bemessung des Aussteifungsrahmens erfolgt an einem räumlichen Tragsystem, bei dem die Schale in Form von gebetteten Volumenelementen abgebildet wird.

Es wurde umlaufend eine nichtlineare, radiale Bettung angesetzt, die bei Auftreten von Zugkräften ausfällt. Auch tangential wurde eine Bettung angesetzt. Somit konnte das System unabhängig von der der Außenschale des Stollens untersucht werden.

Das System wurde horizontal im Bereich der Widerlager am Rand der Sohle mit Federn gehalten. Dazu wurde eine Sensitivitätsuntersuchung für die Federsteifigkeiten bis zum Grenzwert ohne horizontale Stützung geführt. Die stützende Bettung wurde stufenweise sehr stark reduziert, um das Verformungsverhalten interpretieren zu können. Auf der sicheren Seite liegend wurden – in Abstimmung mit dem Prüfenieur – die Nachweise für eine sehr viel weichere Stützung als berechnet durchgeführt.

Der Lastansatz und die Lastumlagerungen im Boden wurden an einem 3D-Kontinuumsmodell im Softwaremodul RS3 von Rocscience verifiziert. Die Auflast lagert sich mit zunehmenden Verformungen auf den Boden um und steigert dort die Bodenspannungen. Die Steifigkeit der Konstruktion wurde so gewählt, dass die zulässigen Spannungen im Boden nicht überschritten werden.

Zur Bemessung und zum Nachweis der Standsicherheit des Baugrubenverbau wurden FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Parametersätzen durchgeführt. Zur Modellierung der untersuchten, maßgebenden Schnitte wurde das FE-Programm Plaxis 2D herangezogen.



Erdruchdruck infolge Bodeneigengewicht und Verkehrslasten
 Aktiver Erddruck infolge Bodeneigengewicht und Verkehrslasten
 Ergebnisse FE Modellierung

Abb. 15 Horizontalspannungen aus FE-Berechnung im Vergleich zum händisch ermittelten aktiven Erddruck und Erdruchdruck

Der Verlauf der effektiven Horizontalspannungen resultierend aus dem FE-Modell zeigt, dass sich erwartungsgemäß Spannungen hinter dem Verbau einstellen, welche sich in ihrer Größe zwischen dem Erdruchdruck (händisch ermittelt) und dem aktiven Erddruck (händisch ermittelt) einpendeln: Die Spannungen im Kies aus der FE-Modellierung liegen zwischen Erdruchdruck und aktivem Erddruck, es stellt sich also ein erhöht aktiver Erddruck ein. In den Seetonen ergeben sich Spannungen, welche der Größe des Erdruchdruckes nahekommen. Da sich die effektiven Spannungen in

der Seetonschicht aus der FE-Modellierung der Größe des Erdruhedruckes annähern, kann davon ausgegangen werden, dass in dieser Schicht keine auf die Verbauwand einwirkenden Vertikalkräfte (d.h. $\delta_0 = 0$) auftreten. Vertikalkräfte ergeben sich nur in der Kiesschicht.

Zur Darstellung des Bodens wurde das Hardening-Soil-Modell für die anstehenden Bodenschichten verwendet. Die Bodenparameter wurden entsprechend den jeweiligen Bodenschichten zugeordnet. Zur Einschätzung der Größenspanne der Schnittgrößen am System wurden FE-Modellierungen mit den unteren (im Sinne der ungünstigsten) und den oberen (im Sinne der günstigsten) Grenzwerten der Bodenparameter durchgeführt. Mit Hilfe der unteren Grenzwerte der Bodenparameter wurde auf der sicheren Seite liegend die Gesamtstandsicherheit (ϕ -c-Reduktion) der Baugrube bestimmt.

Zur Abbildung der DSV-Sohle wurde das Mohr-Coulomb Modell verwendet. Aus den Längsschnitten des vorliegenden Geotechnischen Berichtes geht hervor, dass die DSV-Sohle in den Schichten des Seetons (weicher Seeton A, steifer Seeton B) zu liegen kommt. Die einaxiale Druckfestigkeit des DSV-Körpers wurde unter Berücksichtigung des anstehenden weichen Tons in Anlehnung an Werte aus der Literatur mit 2,0 MN/m² (weiche DSV-Sohle) bis 3,5 MN/m² (steife DSV-Sohle) abgeschätzt.

Variante	Reibungswinkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	charak. Druckfestigkeit $f_{m,k}$ [MN/m ²]	E-Modul [MN/m ²]
V (steif)	27,5	1000	3,5	5000
V (weich)	27,5	606	2,0	1500

Abb. 16 Abschätzung Kennwerte DSV-Testfeld

Im Zuge des DSV-Testfeldes galt es, diese Annahmen zu bestätigen. Als Ergebnis konnte hieraus folgende Bandbreite an Kenngrößen für das DSV-Testfeld gewonnen werden:

Variante	Reibungswinkel φ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	charak. Druckfestigkeit $f_{m,k}$ [MN/m ²]	E-Modul [MN/m ²]
V1	27,5	1060	3,5	1750
V2	27,5	1060	3,5	820
V3	27,5	510	1,7	980
V4	27,5	510	1,7	450

Abb. 17 Ergebnis Kennwerte DSV-Testfeld (Baugrundgutachten ZG-TUM)

Mit diesen, sehr nahe an den Annahmen liegenden Kennwerten, wurden die Berechnungen im Nachgang verifiziert.

Fazit

Trotz herausfordernder Randbedingungen konnte für jede Fragestellung dieses anspruchsvollen Projekts eine der Situation angepasste technische Lösung gefunden werden.

Durch die Untersuchung und Gegenüberstellung verschiedener Varianten konnten die Lösungsansätze optimiert und hinsichtlich ihrer Robustheit überprüft werden.

Dabei kommen teilweise selbst bei ähnlichen Bauteilen gänzlich verschiedene Bauverfahren und –abläufe zum Einsatz. In diesen Fällen sind Mehrfachanwendungen vereinheitlichter Verfahren nur bedingt möglich, so dass individuelle Lösungen für ähnliche Bauteile gefunden werden mussten.

Inserentenverzeichnis

Bergmeister Ingenieure GmbH.....	110
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG.....	100
Büchting + Streit AG	58
Dr. Baumgärtner GmbH.....	46
henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH.....	122
ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG	82
Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten	109
SCHWENK Zement GmbH & Co. KG.....	99
SRP Schneider Partner Ingenieur-Consult GmbH	100
SSF Ingenieure AG.....	20
Technische Universität München, MPA BAU, Abt. Massivbau...	34
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG	121
WTM Engineers GmbH	132
Zilch + Müller Ingenieure GmbH.....	33
ZPP Ingenieure AG	140

Digitale Version zum Download

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

Downloadlink:

<https://www.cee.ed.tum.de/mb/tb2022/>

QR-Code:



Auf ein Wiedersehen am 24. November 2023
beim 27. Münchener Massivbau Seminar!