Förderverein
Massivbau der
TU München e.V.

27. Münchener Massivbau Seminar

24. November 2023

Leitung

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

Technische Universität München

© Förderverein Massivbau der TU München e.V. 2023

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, Herrn *Freek Bos*, Herrn *Mohammad Olabi* 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 zum mittlerweile 27. Münchener Massivbau Seminar an der Technischen Universität München (TUM) begrüßen zu dürfen.

Das Massivbau Seminar wird wiederum gemeinsam durch den *Förderverein für Massivbau der TU München e.V.* und den *Lehrstuhl für Massivbau* der TUM ausgerichtet. Nach der Erstauflage im Jahr 1997, anlässlich des 70. Geburtstags von Prof. Kupfer, hat sich unser Seminar in den zurückliegenden Jahren als beliebte Veranstaltung und Austauschplattform in der Fachwelt etabliert und stetig weiterentwickelt. Dabei sind wir bis heute dem ursprünglichen Ansatz im Kern treu geblieben: mit praxisrelevanten Beiträgen, aktuellen Entwicklungen, anspruchsvollen Planungs- und Bauvorhaben sowie mit neuen Erkenntnissen aus der Forschung wollen wir forschende, planende und ausführende Ingenieurinnen und Ingenieure aus dem gesamten Konstruktiven Ingenieurbau ansprechen. Das diesjährige Seminar widmen wir aus traurigem Anlass dem bis 2009 amtierenden, im April dieses Jahres verstorbenen ehemaligen Ordinarius, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch. Im Gedenken an den Initiator des Münchener Massivbau Seminars würdigen wir im Rahmen des Seminars sein fachliches und wissenschaftliches Wirken und es werden auch einige seiner Wegbegleiter und Doktoranden vortragen.

Unsere Referentinnen und Referenten aus Forschung und Praxis be-

richten 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, der Ertüchtigung/Verstärkung und des Umbaus der bestehenden Bausubstanz. Zudem erhalten Sie wieder einen Einblick in laufende Forschungsvorhaben und aktuelle Entwicklungen am *Lehrstuhl für Massivbau* und der angegliederten experimentellen Forschungseinrichtungen, dem *Laboratorium 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).

Wir freuen uns auf interessante Vorträge, auf viele anregende Gespräche mit einem intensiven und fruchtbaren fachlichen Austausch sowie auf die erfolgreiche Fortsetzung der Zusammenkunft der Massivbauer/-innen an der TUM. Unser Seminar soll dabei wieder eine Brücke zwischen der Wissenschaft und der Praxis schlagen und als gemeinsame Plattform die Diskussion innovativer und ganzheitlicher Ingenieurlösungen anregen. Die Teilnehmer rekrutieren sich traditionell vor allem aus Ingenieurbüros und Baufirmen, aus der Bauverwaltung, aus Verbänden und anderen Einrichtungen rund um das gesamte Bauwesen und benachbarten Disziplinen. Darüber hinaus verzeichnen wir über die Jahre hinweg eine erfreulich steigende Zahl an teilnehmenden Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftlern aus dem In- und Ausland sowie interessierten Studierenden. Auf der Abendveranstaltung wird traditionell auch der mit 2 500 € dotierte „Münchener Massivbau Preis“ durch den Vorsitzenden 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. Darüber hinaus wird für das kommende Kalenderjahr erstmals ein eigenes Stipendi-

um des Fördervereins vergeben. Mit diesem „Münchener Massivbau Stipendium“ werden jeweils für ein Jahr zwei besonders qualifizierte Studierende im Masterstudium mit je 300 € monatlich unterstützt. Die ersten beiden Stipendiaten des Fördervereins werden im Rahmen der Abendveranstaltung vorgestellt.

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
- BSR Ingenieure GmbH
- Büchting + Streit AG
- Dr. Baumgärtner GmbH
- Ed. Züblin AG
- Ernst & Sohn Wiley
- henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH
- Hilti Deutschland AG
- Ingenieure ohne Grenzen e.V.
- ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG
- Konstruktionsgruppe Bauen AG

- SCHWENK Zement GmbH & Co. KG
- SOFiSTiK AG
- 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 22. November 2024, anlässlich des 28. 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 2023

Inhalt

In Memoriam Prof. Konrad Zilch 1
Oliver Fischer, Roland Niedermeier

Elementum - ein spannendes innerstädtisches Großprojekt im Bestand 5
André Müller, Peter Lenz

U5 - eine neue U-Bahnlinie für Hamburg 17
Gerhard Zehetmaier

Verstärkung mit geklebter Bewehrung - aktuelle Entwicklung in Deutschland und Europa 27
Wolfgang Finckh, Roland Niedermeier

Längsverzerrung und Querkraft bei vorgespannten Querschnitten - Horizontale Kräfte für vertikales Gleichgewicht 35
Sebastian Lamatsch, Sebastian Thoma, Oliver Fischer

Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Bemessung des Außenwand-Decken-Knotens 51
Jonathan Schmalz, Detleff Schermer, Oliver Fischer

Das LT-Brückenbauverfahren für die schnelle und materialsparende Errichtung von Brücken 65
Johann Kollegger, Franz Untermarzoner, Michael Rath

Zustandsbewertung von Spannbetonbauwerken anhand von in Spannglieder integrierten ortsauflösenden Sensoren (smart tendons) 75
Christian Gläser

Verstärken von Bestandsbauwerken – ein wichtiger Beitrag zur Nachhaltigkeit 85
Jürgen Feix, Johannes Lechner

Einfluss von Erschütterungen auf jungen Beton – Sprengungen im Tunnelbau, Rammarbeiten und Laborversuche .. 95
Felix Wenker, Dietmar Mähner, Oliver Fischer

Die neuen DAUB-Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen 105
Fritz Grübl

Übersicht über die aktuellen U-Bahn-Projekte der Landeshauptstadt München: 21 Streckenkilometer mit 18 neuen U-Bahnhöfen 115
Ralf Wulf, Frank Frischeisen

Inserentenverzeichnis 125

Digitale Version zum Download 127

In Memoriam Prof. Konrad Zilch

Ein Nachruf von
Oliver Fischer und Roland Niedermeier

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h.
Konrad Zilch

Ordinarius i.R. für Massivbau

* 28. August 1944
† 6. April 2023

Für die Fachwelt völlig überraschend verstarb der ehemalige Ordinarius am Lehrstuhl für Massivbau der TUM, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. KONRAD ZILCH, am 6. April 2023 im Alter von 78 Jahren. An vielen herausragenden Projekten wirkte er über Jahrzehnte und bis zuletzt mit großem gestalterischen Einfluss aktiv mit. Entsprechend groß sind die Lücken, die er hinterlässt.

KONRAD ZILCH wurde 1944 in Friedewald in Hessen geboren. Ab 1964 studierte Bauingenieurwesen an der damaligen Technischen Hochschule Darmstadt und schloss dort 1969 erfolgreich mit dem Diplom ab. Anschließend war er – unterbrochen durch einen mehrjährigen Arbeits- und Forschungsaufenthalt in den USA und Kanada – bis 1977 am Lehrstuhl für Massivbau dieser Hochschule als wissenschaftlicher Mitarbeiter zunächst für Professor Hubert Beck und später für Professor Gert König tätig. In dieser Zeit entstanden wichtige Arbeiten insbesondere zu Einwirkungen auf Bauwerke und sicherheitstheoretischen Fragestellungen. In seiner Dissertation setzte er sich mit der Berechnung stabilitätsgefährdeter ebener regelmäßiger Windrahmen auseinander und wurde 1976 an der TH Darmstadt zum Dr.-Ing. promoviert.

Als er 1979 in die STRABAG BAU AG eintrat, hatte er zuvor bereits in verschiedenen Ingenieurbüros im In- und Ausland Erfahrungen gesammelt, so dass er rasch mit stets steigender Verantwortung als Projekt-, Bau- und Abteilungsleiter für anspruchsvolle Projekte wie die Hochbrücke Brunsbüttel und die Mainbrücke Veitshöchheim eingesetzt wurde.

Den Kontakt zur TH Darmstadt hatte er auch während seiner Tätigkeit in der Praxis als Lehrbeauftragter weiterhin gehalten und sich 1982 habilitiert. So war es nur konsequent, dass er 1988 einen Ruf an die RWTH Aachen erhielt. Dort war er fünf Jahre als Inhaber des Lehrstuhls für Baustatik tätig, bis er 1993 dem Ruf an die Technische Universität München folgte. Als Ordinarius für Massivbau und Mitglied der kollegialen Leitung des Materialprüfungsamts für das Bauwesen (MPA BAU) und des Laboratoriums für den konstruktiven Ingenieurbau (LKI) wandte er sich ab diesem Zeitpunkt neben theoretischen Fragestellungen auch intensiv der experimentellen Forschung zu.

Sein großes Engagement und seine erfolgreiche Tätigkeit in der Forschung spiegeln die weit über 300 Veröffentlichungen und zahlreiche Konferenzbeiträge, über 50 als Doktorvater betreute Dissertationen und Habilitationsschriften.

In die Zeit seines Wirkens an der TUM fallen auch grundlegende Strukturreformen der Hochschule, der Fakultät und der von ihm geleiteten selbständigen Betriebseinrichtungen MPA BAU und LKI. Hier verstand er es stets die besondere Position seines Faches im sich immer schneller wandelnden universitären Kontext durch sein zielgerichtetes Verhandlungsgeschick zu bewahren oder gar zu stärken. So arbeiteten in seinem Bereich bis zu 60 wissenschaftliche und wissenschaftsstützende Beschäftigte, überwiegend aus Drittmitteln und Betriebseinnahmen finanziert.

Neben anderen Arbeiten zu verschiedenen ingenieurtechnischen und wissenschaftlichen Fragestellungen lieferten KONRAD ZILCH und seine Mitarbeiter/-innen und Doktoranden wesentliche Beiträge zu den folgenden Themen: Windeinwirkungen, seismische Beanspruchung von Mauerwerk, nichtlineare Berechnung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Sicherheitskonzepte, Nachrechnung und Verstärkung von Bauteilen, Widerstand gegen Ermüdung von Beton und Bewehrung, bemessungsrelevante Eigenschaften von Beton mit rezykliertem Zuschlag, hochfestem Beton und ultrahochfestem Beton, verbundlose interne und externe Vorspannung, Querkraft- und Durchstanztragfähigkeit.

Gemeinsam mit seinen Partnern legte er 2001 mit der Zilch + Müller Ingenieure GmbH den Grundstein für die ZM-I Gruppe mit zahlreichen Standorten und Tochtergesellschaften, die heute das gesamte Leistungsspektrum der Beratung, Planung, Prüfung und Begutachtung im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus werkstoffübergreifend abdecken.

Seine einzigartige persönliche Kompetenz als renommierter Professor für Statik und für Massivbau, als Bauleiter und als entwerfender, planender oder prüfender Ingenieur brachte er bis zuletzt in viele nationale und internationale Gremien wie DAfStb und fib, DIN und CEN sowie in zahlreiche Sachverständigenausschüsse beim DIBt und anderen Behörden auf Bundes- und Landesebene ein und prägte durch fundierte, mechanisch begründete Bemessungsansätze und seine Beharrlichkeit deren Arbeit und Ergebnisse. In seine Zeit als Obmann des Technischen Ausschusses „Bemessung und Konstruktion“ des DAfStb fällt die grundlegende Umstellung der Stahl- und Spannbetonnormen im Hinblick auf die Einführung der Eurocodes sowie aller auf diesen Dokumenten beruhenden technischen Baubestimmungen, deren rasche Akzeptanz er den Anwendern durch seine Erläuterungen zu DIN 1045-1 und Eurocode 2 in mehreren Betonkalender-Aufsätzen erleichterte.

Mit seinem stets engen Bezug zur Praxis war ihm neben seiner Leidenschaft für die Forschung auch immer der Transfer seiner Forschungsergebnisse in die Praxis ein besonderes Anliegen. Viele Jahre war er Herausgeber des „Bauingenieur“ und des „Handbuchs für Bauingenieure“. Sein gemeinsam mit GERHARD ZEHETMAIER verfasstes Grundlagenbuch „Bemessung im konstruktiven Betonbau“ sowie sein mit FRANK FINGERLOOS und JOSEF HEGGER herausgegebener Kommentar „Eurocode 2 für Deutschland“ gehen inhaltlich nochmals weit über die flankierend zur Normumstellung veröffentlichten Betonkalenderaufsätze hinaus und sind Standardwerke des Massivbaus sowohl für Studierende und junge Wissenschaftler als auch für Praktiker.

Sein Wirken spiegeln auch die Auszeichnungen wider, die er erfuhr. So wurde ihm 2005 in Anerkennung seiner wissenschaftlichen Leistungen der Ehrendoktor der TU Darmstadt verliehen. 2006 wurde er mit der Ehrenplakette des Vereins Deutscher Ingenieure VDI und schließlich 2009 mit der Emil-Mörsch-Denkmünze des DBV ausgezeichnet.

Trotz seines hohen persönlichen Engagements im beruflichen Umfeld, bildete die Familie stets seinen Lebensmittelpunkt, um den herum die zahlreichen anderen Aufgaben angeordnet wurden. Bei seiner Frau und seinen Töchtern fand er andererseits den erforderlichen Rückhalt und die Kraft für sein erfolgreiches Berufsleben.

Dem Lehrstuhl für Massivbau und dem von ihm gegründeten Förderverein Massivbau der TU München e.V. blieb er bis zuletzt eng verbunden und gab in vielen Bereichen in seiner angenehmen und unaufgeregten, stets nach fundierten Lösungen suchenden Art wertvolle Anregungen. Seine Unterstützung wird nun an vielen Stellen fehlen. Wir werden uns stets gern und dankbar an ihn erinnern.

Oliver Fischer, Roland Niedermeier
München, im November 2023

Elementum – ein spannendes innerstädtisches Großprojekt im Bestand

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.01

André Müller, Peter Lenz

Dr.-Ing. André Müller

1988-1994 Studium der Fachrichtung Bauingenieurwesen, ETH Zürich, Dipl. Bauingenieur

1994-1995 Technischer Angestellter, Philipp Holzmann AG

1995 – 1997 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der TUM

1997 Promotion „Hybride Konstruktionen mit trapezförmig gefalteten Stahlstegen für Straßenbahnbrücken“

Seit 1997 Geschäftsführender Gesellschafter, Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München

Seit 2005 Prüfingenieur für Standsicherheit, Fachrichtung Massivbau mit Sitz in München

Seit 2008 Lehrbeauftragter der TUM, Konstruktiver Brandschutz

Seit 2015 Prüfingenieur für Standsicherheit, Fachrichtung Stahlbau mit Sitz in München

2020 Gründung ZM-I Gruppe

Dr.-Ing. Peter Lenz

1995-2001 Studium der Fachrichtung Bauingenieurwesen, TUM
2001 Tragwerksplaner, Sailer Stepan und Partner, München
2002 -2014 Technischer Angestellter, Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München
2007-2011 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der TUM
2012 Promotion „Beton-Beton-Verbund Potenziale für Schubfugen“, TUM
Seit 2014 Geschäftsführender Gesellschafter, Zilch + Müller Ingenieure GmbH, München
Seit 2019 Prüfingenieur für Standsicherheit, Fachrichtung Massivbau mit Sitz in München
2020 Gründung ZM-I Gruppe

Das Projekt ELEMENTUM spiegelt viele aktuelle Debatten wider. Unter anderem den Umgang des Bauens mit ökologischen Fragestellungen, aber auch welchen Beitrag Bauprojekte zur Stadtentwicklung und somit zur Lebensqualität beitragen können. Aus Sicht der Tragwerksplanung werden Herausforderungen beim Bauen im Bestand diskutiert und Lösungen, zur Erreichung der Projektziele vorgestellt.

The ELEMENTUM project reflects many current debates. Among other things, the way building deals with ecological issues, but also what contribution building projects can make to urban development and thus to the quality of life. From the perspective of structural design, the challenges of building in existing structures are discussed and solutions for achieving the project goals are presented.

Projektvorstellung

Das Projekt ELEMENTUM wird südlich des Münchner Hauptbahnhofs zwischen Bayerstraße, Paul-Heyse-Straße, Schwantalerstraße und Mittererstraße verwirklicht.

Abb. 1: Visualisierung Elementum (Quelle Herzog & de Meuron [1])

Entgegen der typischen kleingliedrigen Bebauung des Bahnhofviertels, entsteht das ELEMENTUM als ganzer Block auf einer Grundfläche von ca. 166 mal 75 Meter. Das Bauvorhaben im Bestand setzt auf dem ehemaligen Verwaltungsgebäude der Postbank aus den 1990er Jahren auf. Geplant sind 8 Obergeschosse (EG + 7 OGs). Zwei weitere Obergeschosse zum Bestand sollen dabei entstehen.

„Baue auf und mit dem Gebauten, ist die Maxime“ [1] des Wettbewerbsentwurfs. Das Projekt soll möglichst stadt- und umweltverträglich umgesetzt werden. Durch die Reorganisation des Gebäudes wird beispielsweise - städtebaulich wichtig - ein öffentlich zugänglicher Innenhof geschaffen, der über Passagen im Erdgeschoss erschlossen wird. Als Folge wird das Quartier durch das Projekt Elementum eine weitere Aufwertung erhalten.

Abb. 2: Visualisierung Elementum (Quelle Herzog & de Meuron [1])

Der teilweise erforderliche Eingriff in die vorhandene Bausubstanz sowie die Bauabwicklung sollen möglichst stadt- und umweltverträglich durchgeführt werden. Durch den gezielten und möglichst reduzierten Teilrückbau der Bestandsstruktur bis zur Decke über 2. OG, im Bereich des Innenhofs bis zur Oberkante der Bodenplatte, werden Materialströme und einhergehend der Bauverkehr minimiert.

Mit dem Elementum entsteht ein zeitgemäßes, urbanes Gebäude mit innerstädtischer Nutzungsmischung, unter Einhaltung höchster gestalterischer Qualitäts- und Nachhaltigkeitsstandards.

Aufgabenstellung

Die Zilch + Müller Ingenieure GmbH (ZM-I) bildet mit der Schnetzer Puskas International AG (SPI) die INGE Elementum und verantwortet im Generalplanerteam die Tragwerksplanung. Bauen im Bestand ist generell eine Herausforderung, die Rahmenbedingungen bei ELEMENTUM werfen weitere nicht alltägliche Fragestellungen auf:

Was kann der bestehenden Gebäudestruktur zugemutet werden, welche Ertüchtigungen sind noch sinnvoll und auch nachhaltig? Wie ist das Bestandsgebäude und die Tragwerksstruktur zu bewerten?

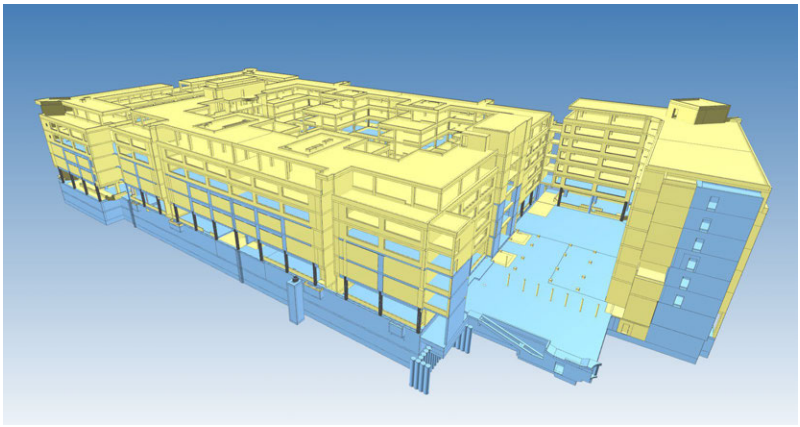


Abb. 3: Visualisierung Bestand (Gelb: Abbruch, Blau: Bestand; BIM Modell Tragwerk)

Beispielhaft ist die Grundrissstruktur zu nennen, die aus 18 voneinander abgefugten Gebäudeabschnitten besteht. Wie kann die Aussteifung des ergänzten Bestandsgebäudes sichergestellt werden, wenn, bedingt durch die Reorganisation des Gebäudes, quasi alle aussteifenden Bestandsbauteile zurückgebaut werden müssen? Wie tragen die Bestandsbauteile die zusätzlichen Lasten der Aufstockung ab? Wie ist der konstruktive Brandschutz zu bewerten?

Alle Aufgabenstellungen müssen zudem immer im baurechtlichen Kontext betrachtet werden. Für welche Bauteile kann eventuell der „Bestandsschutz“ beibehalten werden und was ist darunter zu verstehen? Betrifft dies gegebenenfalls nur unveränderte Bauteile oder ist „Bestandsschutz“ auch auf einzelne Nachweise, z. B. für den Stützen-Decken-Knoten, sprich für das Durchstanzen anzuwenden? Die Liste der Aufgabenstellungen ist an dieser Stelle nicht abschließend.

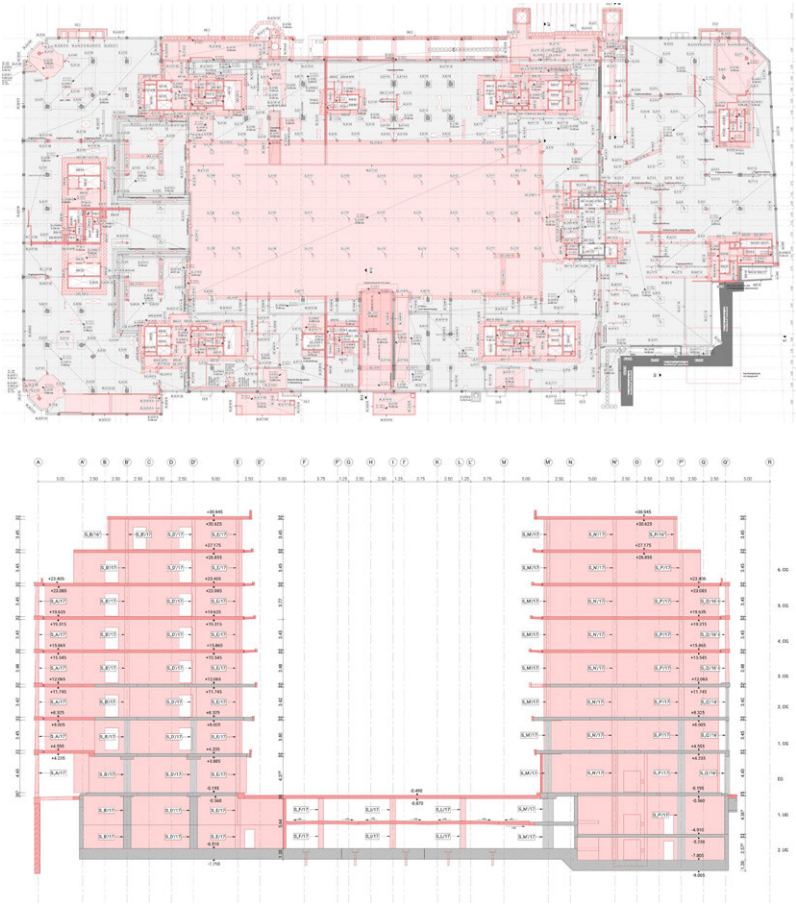


Abb. 4: Auszug Positionsplan (Grundriss und Schnitt) INGE Elementum

Technische Besonderheiten

In der vorangegangenen Aufgabenstellung wurden umfangreiche Fragen aufgeworfen. Im Folgenden wird auf einige Fragestellungen und deren Umsetzung im Projekt eingegangen.

Die auf Basis der Planung und den Untersuchungen abgeleiteten baulichen Maßnahmen sind auch im Kontext der Sinnhaftigkeit zu bewerten. So ist

es zum Teil nur mit unverhältnismäßigem Aufwand möglich aus bestehenden Bauelementen Elemente nach heutigen normativen Anforderungen zu generieren. Die Fragestellung lautet: „Was kann der bestehenden Struktur sinnvoll zugemutet werden?“

Bestandsdokumentation und Untersuchung

Einer der wichtigsten planungsrelevanten Aspekte ist jedoch die Bestandsdokumentation bzw. die Bestandserfassung. Neben den tatsächlichen geometrischen Grundlagen auf der Basis von Untersuchungen und Messungen gilt es zu entscheiden, inwieweit die Bestandsausführungspläne als Planungsgrundlage belastbar sind.

Als verlässliche Basis der Tragwerksplanung ist deshalb ein im Umfang maßgeschneidertes Untersuchungskonzept durchgeführt worden. Materialuntersuchungen wurden bei den Betonbauteilen zur Bestimmung der Festigkeit durchgeführt, hierbei war ein besonderes Augenmerk auf die erzielte Nacherhärtung des Betons gerichtet. Unter Einsatz nicht zerstörender Untersuchungen - wie Bewehrungsscans - in Kombination von örtlichen Probeöffnungen an vereinzelten Bauteilen kann ein umfassendes Bild der vorhandenen Bausubstanz gewonnen werden. Neben dem erforderlichen Blick für die Tragsicherheit im End- und Bauzustand sind auch Themen der Dauerhaftigkeit von Belang. Hierauf wurde im Bereich der vorhandenen Tiefgarage maßgeblich geachtet und eine entsprechende Instandsetzungsplanung abgeleitet.

Brandschutz

Ergebnisse örtlicher Untersuchungen über die Lage der Bewehrung haben es erforderlich gemacht, allgemein die Verlässlichkeit der planmäßigen Betondeckungen zu bewerten, partiell genauere rechnerische und statistische Betrachtungen durchzuführen. Um den Untersuchungsaufwand in einem vertretbaren Rahmen zu halten, wurden auch statistische und rechnerische Bewertungen, die über die konservativen tabellarischen Verfahren hinausgehen, durchgeführt. Neben Ausnutzungsberechnungen wurden in Einzelfällen auch Heißbemessungen durchgeführt. Mit diesen zusätzlichen Betrachtungen konnte ohne maßgeblichen baulichen Aufwand das angestrebte einheitliche Sicherheitsniveau eingehalten werden.

Nutzungsanforderung

Die Planungsanforderung an die Nutzung beinhaltet die Multi-Tenant-Fähigkeit. Dies führt dazu, dass die Erschließung vollständig neu gedacht und geplant werden musste. Das bedeutet, dass die bestehenden Treppenhäuser rückgebaut und verändert werden. Neue Erschließung und Treppenhauskerne werden baulich in die bestehende Konstruktion eingefügt und verändern und ersetzten die bisherige Gebäudeaussteifung. Neue Gründungselemente sind teilweise für die neuen Erschließungskerne einzuplanen.

Das Gebäude soll bei der Gebäudeinstallation dezentral und in den unterschiedlichen Bereichen unabhängig funktionieren, dass auch eine Realteilung des Gebäudes in Betracht gezogen werden kann.

Verstärkung der Decken

Die „historischen Tragfähigkeiten“ der bestehenden Durchstanzpunkte wurden nicht herangezogen. Gelingt die Nachweisführung mit der Bestandsbewehrung und den tatsächlichen, statistisch bestimmten Betondruckfestigkeiten nicht, erfolgt die Ertüchtigung in Stufen. Einerseits durch die Erhöhung der Biegezugbewehrung mittels Aufbeton und/oder durch zusätzlich eingebohrte Durchstanzbewehrung.

In Teilbereichen ergeben sich durch Vergrößerung der Stützweiten Überschreitungen der vorhandenen Feldbewehrung. Die Ertüchtigung erfolgt durch geklebte Stahllamellen. Können die Lamellen bei der genaueren Bemessung und Beachtung des außergewöhnlichen Lastfalles im Rahmen der Heißbemessung nicht vernachlässigt werden, werden zusätzliche mechanische Verankerungen berücksichtigt.

Aussteifung - Fugenlose Konstruktion

Der Bestand besteht aus 18 voneinander abgefugten Gebäudeabschnitten. Darauf wird ein Neubau mit 3 abgefugten Realteilen errichtet. Durch die Reorganisation der Kerne und den Rückbau der alten Kerne entsteht eine vollkommen veränderte Aussteifungssituation. Um den Kraftfluss der Wind- und Aussteifungslasten sicherzustellen, werden bestehende Fugen zum Teil kraftschlüssig geschlossen. Bauteilbewegungen und Zwangsschnittgrößen sind dabei bei der konstruktiven Durchbildung zu betrachten.

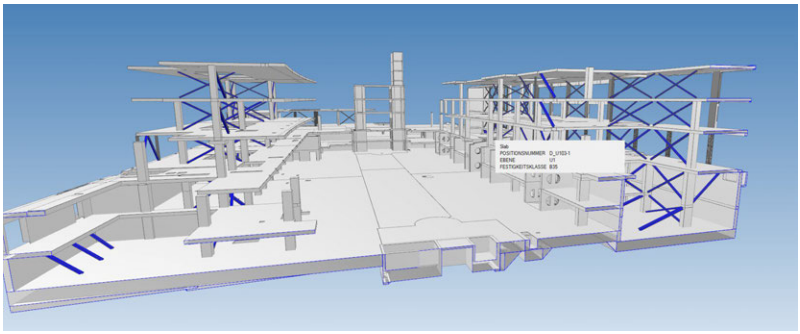


Abb. 5: Visualisierung Abbruchzustand inkl. Hilfsaussteifung (BIM Modell Tragwerk)

Die Aussteifung ist gerade im (Rück-)Bauzustand eine Herausforderung, da Aussteifungselemente abgebrochen werden und auch Decken zur Durchleitung von Erddrucklasten nicht herangezogen werden können. Temporäre Aussteifungselemente sind die Folge.

Stützenbemessung

Bei der Bemessung der Stützen ist die Nacherhärtung des Betons und das probabilistische Bemessungskonzept von zentraler Bedeutung. Durch die Bauteiluntersuchungen konnte die erwartbare Nacherhärtung verifiziert und der Bemessung zugrunde gelegt werden. Das globale Bemessungskonzept der damaligen Normengenerationen ermöglicht unter Ansatz des heutigen probabilistischen Ansatzes eine wirtschaftliche Betrachtung. Die meisten Stützen im Bestand haben unter Ansatz der tatsächlichen Betondruckfestigkeit ausreichende Tragreserven, um die zusätzlichen Lasten aus der Aufstockung ohne Verstärkungsmaßnahmen aufnehmen zu können.

Fazit

Bauen im Bestand erfordert eine vertiefte Befassung mit dem Bestand. Die Dimensionen des betrachteten Projektes und die Vielzahl der Bauteile zeigen auch die Grenzen einer losgelösten Untersuchung auf. Es ist von zentraler Bedeutung ein auf das Bauvorhaben abgestimmtes Untersuchungskonzept zu erarbeiten. Nur so kann der Bestand im Hinblick auf ein vernünftiges heutiges Sicherheitsniveau mit dem notwendigen Augenmaß

für die bestehende Bausubstanz im Sinne der Nachhaltigkeit wiederverwendet und ertüchtigt werden, ohne die ökonomischen Interessen aus den Augen zu verlieren. Dies ist umso mehr von Interesse, wenn es sich um ein Bauvorhaben mit höchsten architektonischen gestalterischen und städtebaulichen Ansprüchen in dieser zentralen innerstädtischen Lage handelt.

Literatur

[1] Herzog & de Meuron: 489 Elementum Abgabe Konsolidierung 2 LPH 3 Projektbuch Architektur:

Projektbeteiligte

Bauherr:	Elementum SCS, vertreten durch
	ACCUMULATA Group GmbH
Beratung:	BOHNZIRLEWAGEN GmbH & Co. KG
Architektur:	Herzog & de Meuron
Generalplanung:	CL MAP GmbH
Tragwerksplanung:	INGE Elementum GmbH
	(Zilch + Müller Ingenieure GmbH und
	Schnetzer Puskas International AG
Haustechnik:	m+e consult gmbh

Die Liste der Projektbeteiligten ist nicht abschließend. Aus Sicht der Tragwerksplanung wurden hier die relevantesten dargestellt.

Unser Dank gilt allen Projektbeteiligten für die jederzeit engagierte Zusammenarbeit. Wir freuen uns auf die Fertigstellung von ELEMENTUM.

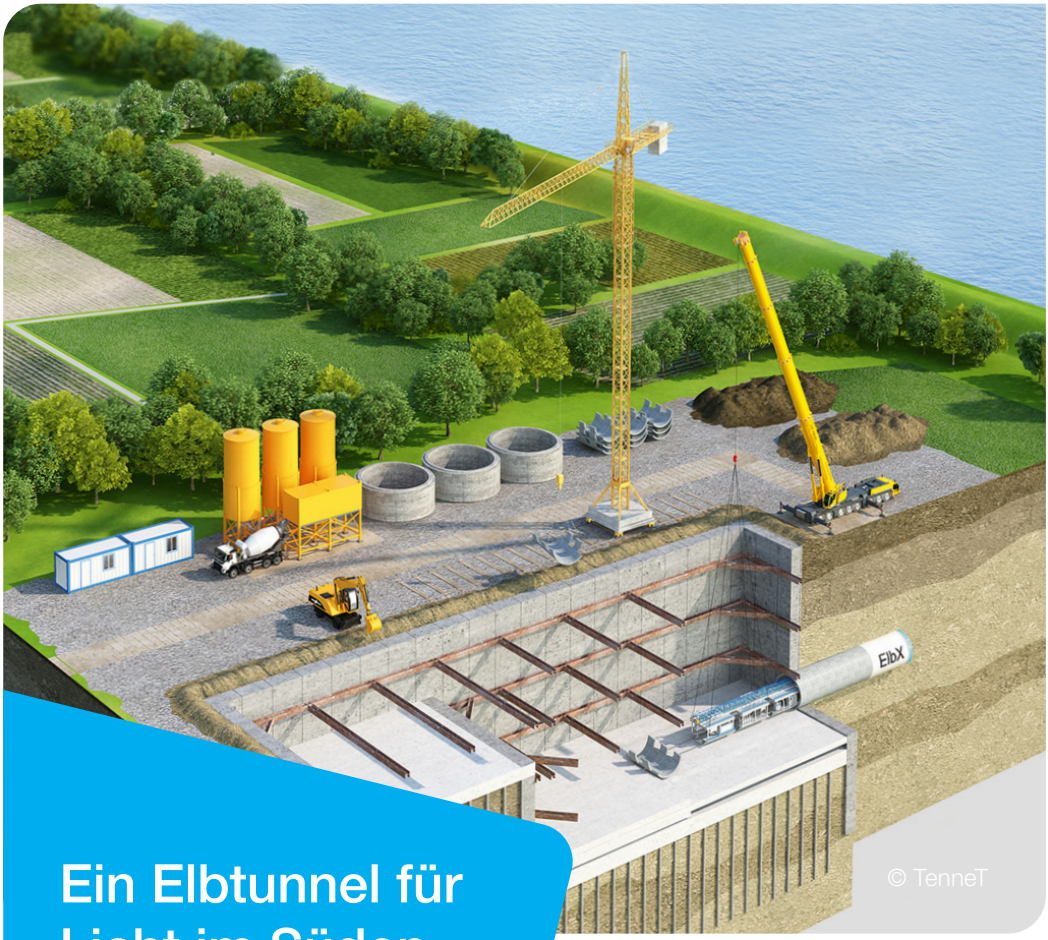
Wirklich nachhaltig planen und bauen

Statik auf Basis architektonischer Ideen

Bauen im Bestand: Tragwerksplanung beim Projekt Elementum südlich des Münchner Hauptbahnhofs (Planungsteam mit Schnetzer Puskas International AG)

Weitere Informationen unter:
www.zm-i.de

WTM
ENGINEERS



© TenneT

Ein Elbtunnel für Licht im Süden.

Um Windstrom von der Küste nach Süddeutschland zu bringen, müssen die Kabel des SuedLink die Elbe unterqueren – in einem mehr als 5 km langen Bohrtunnel. Wir sind seit der ersten Idee als Generalplaner dabei und mit Baubeginn als örtlicher Bauüberwacher: Mit kühnen Ideen die Zukunft gestalten.

wtm-engineers.de

U5 – eine neue U-Bahnlinie für Hamburg

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.02

Gerhard Zehetmaier

Dr.-Ing. Gerhard Zehetmaier

1994-99 Studium Bauingenieurwesen, TU München
1999-2006 Wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Massivbau der TU München
2006 Promotion
2006-16 Bilfinger Berger / Bilfinger SE; Tragwerksplaner, Bauleiter, Leiter Technisches Büro, Leiter Corporate Technology
seit 2016 WTM Engineers GmbH, Hamburg
seit 2018 Geschäftsführender Gesellschafter

Die neue U-Bahnlinie U5 in Hamburg wird mit einer Länge von 25 km und prognostizierten Kosten von bis zu 16,5 Mrd.€ eines der größten und ambitioniertesten Nahverkehrsprojekte Deutschlands. Der Beitrag soll neben einem Überblick über das Projekt insbesondere Auskünfte zu planerischen Aspekten geben, etwa zu bautechnisch komplexen Innenstadthaltestellen oder zur vollständig modellbasierten Entwurfsplanung.

The new U5 metro line in Hamburg will be one of the largest and most ambitious public transport projects in Germany, with a length of 25 km and a projected cost of up to €16.5 billion. In addition to an overview of the project, the article provides specific information on planning aspects, such as structurally complex inner-city stations or the entirely model-based design approach.

Das Projekt im Überblick

Nach Jahrzehnten eines eher verhaltenen U-Bahn-Baues wird die Freie und Hansestadt Hamburg mit der neuen U-Bahnlinie U5 das Streckennetz um etwa 20% erweitern. Zukünftig werden 270.000 Fahrgäste am Tag an den 23 Haltestellen der rund 25 km langen Neubaustrecke erwartet. Die Linie führt von den Wohnsiedlungen Bramfeld und Steilshoop im Osten über Innenstadtquartiere an der Alster wie Winterhude und Hoheluft bis hin zu den Volkspark-Arenen im Westen der Stadt (Abb. 1). Mit der City Nord, der Innenstadt, der Universität oder dem Universitätsklinikum Eppendorf werden stark frequentierte Zentren angeschlossen. Von hoher Bedeutung für die Netzwirkung des gesamten hanseatischen Schnellbahnsystems sind zudem die Umsteigehaltestellen etwa an Hauptbahnhof, Jungfernstieg, Stephansplatz und Hoheluft – gleichzeitig bautechnisch äußerst herausfordernde Eingriffe in den Bestand.

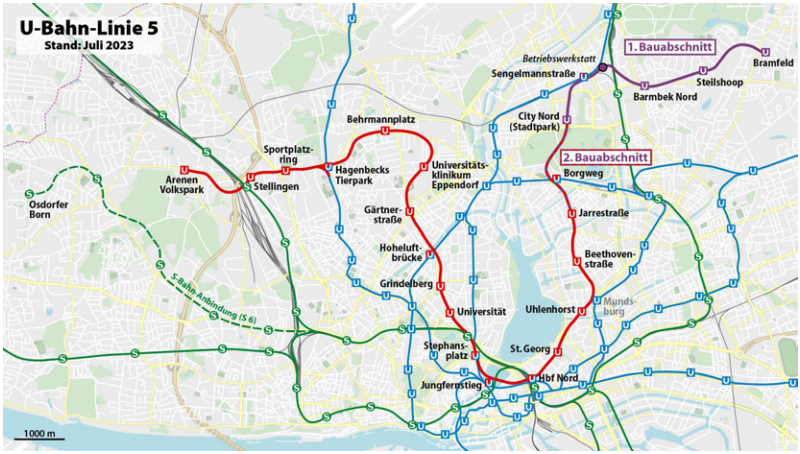


Abb. 1: Verlauf der neuen U-Bahnlinie U5 in Hamburg mit dem Abschnitt U5 Mitte von der Haltestelle City Nord bis zu Arenen/Volkspark; U5 Ost in violett als 1. Bauabschnitt dargestellt [1]

Die Verantwortung für Planung, Bau und Inbetriebnahme übernimmt mit der eigens geschaffenen HOCHBAHN U5 Projekt GmbH eine Tochter der Hamburger Hochbahn AG.

Die neue U5 soll vollautomatisch betrieben werden und eine Taktfrequenz von 90 Sekunden ermöglichen. Dies wird in der grundlegenden Konzeption der Linie berücksichtigt z.B. über eine Vielzahl von Gleiswechseln, ausreichende Abstellkapazitäten und einen hohen Bedarf an Technikräumen.

Die Linie ist in zwei übergeordnete Abschnitte unterteilt: Die seit 2022 in Bau befindliche U5 Ost sowie den an der City Nord anschließenden, rund 17 km langen Abschnitt der U5 Mitte (Abb. 1). Die Ingenieurgemeinschaft U5 Mitte (IGU5M), eine Arbeitsgemeinschaft aus Schüssler Plan / Düsseldorf, WTM Engineers / Hamburg und ISP ZT / Wien, war ab 2016 mit Machbarkeitsstudie und Vorentwurf der U5 Mitte betraut und erarbeitet derzeit die Entwurfs- und Genehmigungsplanung für den nächsten Bauabschnitt von der City Nord bis zur Haltestelle Jarrestraße.

Zeitlicher Rahmen und Kosten

Ambitioniertes Ziel der Freien und Hansestadt Hamburg ist es, die gesamte U5 bis 2040 in Betrieb zu nehmen (Abb. 2). Dabei werden einzelne Abschnitte zeitlich versetzt geplant, genehmigt, gebaut und in Betrieb gesetzt. Für den Abschnitt U5 Ost erfolgte der Spatenstich bereits 2022, der Probebetrieb soll 2027 starten. Für den nächsten Bauabschnitt zwischen City Nord und Jarrestraße werden Planfeststellungsbeschluss und Baustart für 2026 angepeilt.

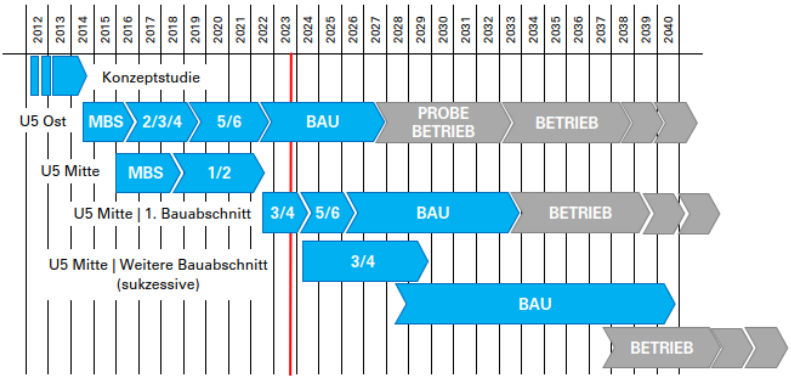


Abb. 2: Zeitlicher Ablauf Neubau U5 (Zahlen entspr. Leistungsphasen nach HOAI)

Die aktuelle Schätzung sieht Baukosten, sog. Basiskosten, für das gesamte Projekt in Höhe von 7,7 Mrd.€ (Stand 2023) vor. Im Sinne der 2014 in Hamburg eingeführten Budgetierungsregeln zum „Kostenstabilen Bauen“ [2] werden im Haushalt zusätzlich 1,1 Mrd.€ für Kostenvarianz sowie bis zu 7,7 Mrd.€ für Preissteigerungen, also insgesamt max. 16,5 Mrd.€ berücksichtigt [3]. Davon werden für die U5 Ost 2,8 Mrd.€ erwartet.

U5 Mitte – Bauliches Konzept

Die U5 durchquert unterschiedlichste stadträumliche Gebiete, von locker bebauten Stadtrandbereichen bis zu dicht besiedelten innerstädtischen Quartieren. Den Randbedingungen entsprechend unterscheiden sich auch die baulichen Konzepte. Im Folgenden werden die baulichen Lösungen der U5 Mitte, die primär in innerstädtischem Umfeld verläuft, beleuchtet.

Die komplexen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse dominieren dabei die gewählten Bauweisen vor allem der Haltestellen. Der Baugrund ist, typisch für den norddeutschen Geestrücken, stark eiszeitlich geprägt und heterogen. Unter mehreren Meter mächtigen Auffüllungen stehen Wechsellagen aus kiesigen und schluffigen Sanden sowie Geschiebemergel (Grundmoränen), teils mit Sandbändern und eingelagerten Steinen und Blöcken an. Die einzelnen Lagen variieren stark in ihren Mächtigkeiten. In größerer Tiefe finden sich u.a. Lagen aus Lauenburger Ton. Die unterliegenden, teils in sehr großer Tiefe anstehenden tertiären Glimmerschluffe und -tone großer Mächtigkeiten sind für die Herstellung der U5-Bauwerke in der Regel nicht von Bedeutung. Dagegen stellen die eiszeitlichen Rinnen im Geestrücken, heute Gewässerniederungen z.B. entlang der Goldbek oder der Osterbek, die teils mit Torfen und Mudden aufgefüllt sind, erhebliche bautechnische Herausforderungen dar. Das Grundwasser steht im Allgemeinen oberflächennah, wenige Meter unter GOK an.

Die Haltestellen der U5 Mitte weisen im Regelfall Mittelbahnsteige mit Bahnsteiglängen von 120 m rund 16 m unter GOK sowie Schalterhallen bzw. Verteilergeschosse auf. Aus betrieblichen Anforderungen werden an den meisten Haltestellen Gleiswechsel angeordnet, die unmittelbar an den Bahnsteigbereich anschließen. Über den Gleiswechselbereichen werden Technikräume und ggf. Unterwerke angeordnet. Aus der Kombination von Haltestelle und Gleiswechsel ergeben sich Bauwerke mit Längen von rund 260 m und einer Regelbreite im Bahnsteigbereich von ca. 18,6 m.

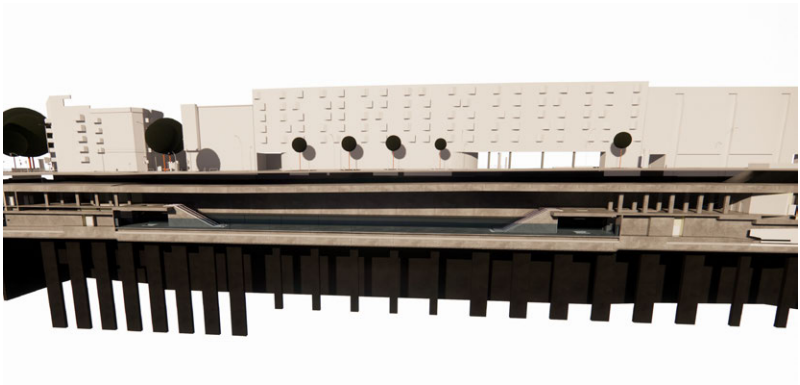


Abb. 3: Haltestelle Jarrestraße (Rendering aus dem Koordinationsmodell; Bahnsteigbereich in Bildmitte)

Hergestellt werden die Haltestellen in offener Bauweise im Schutze von ausgesteiften Schlitzwandverbauten. Abhängig von den lokalen geologischen Verhältnissen werden Schlitzwandbaugruben mit Unterwasserbetonsohle und provisorischen Verkehrsdeckeln oder alternativ eine Deckelbauweise mit Trockenaushub unter der vorab hergestellten Bauwerksdecke gewählt. Da die Haltestellen vorwiegend im Straßenraum angeordnet werden, ist die weitgehende Aufrechterhaltung des städtischen Verkehrs Planungsprämisse und erfordert eine detaillierte Betrachtung der Baulogistik im Abgleich mit der bauzeitlichen Verkehrsführung.

Die Streckentunnel zwischen den Haltestellen werden im maschinellen Vortrieb als zwei eingleisige Röhren mit Außendurchmesser 6,50 m (Innendurchmesser 5,80 m) hergestellt.

Modellbasierte Planung

Die Planung der U5 Mitte folgt dem Ziel eines umfassenden und effizienten Einsatzes der BIM-Methodik. Zwei Aspekte verdienen dabei besondere Erwähnung:

- Entwicklung eines Bestandsmodells als Single Source of Truth im Rahmen der Vorplanung.

- Modellbasierte Entwurfsplanung in 5D mit Integration aller relevanten Fachplanungen.

Das Bestandsmodell ist Kernstück des Informationsmanagements für das Projekt und stellt alle relevanten und verfügbaren Informationen als Planungsgrundlage zur Verfügung. Es umfasst entlang der Strecke unter anderem amtliche Geodaten, mehr als 2.100 Gebäude als Modelle, die mit Bestandsdaten (Informationen zu Nutzung, Bauweise, Gründung und Bestandsdokumente wie Planauszüge, Statiken, Fotos) verlinkt sind, sowie Informationen zu Bestandsleitungen und Sielen. Die Informationen stehen allen Beteiligten – dem Bauherrn, dem Generalplaner, den beteiligten Fachplanern, etc. – im Sinne einer Single Source of Truth zur Verfügung (vgl. [4]).

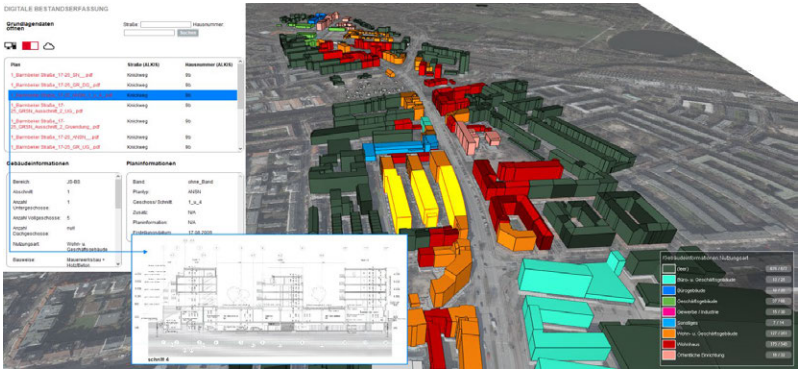


Abb. 4: Bestandsmodell – Ausschnitt Haltestellen Borgweg bis Jarrestraße: Formular- und modellbasierte Abfrage von Informationen (Visual Reporting)

Für die aktuell laufende Entwurfsplanung des ersten Bauabschnitts der U5 Mitte wird erstmals eine weitestgehend modellbasierte Planung realisiert. Alle Objekt- und Fachplaner erstellen digitale Fachmodelle, die in einem Koordinationsmodell zusammengeführt werden. Auf der Grundlage des Koordinationsmodells werden neben der Schnittstellenabstimmung und Kollisionsprüfung weitere Anwendungsfälle, unter anderem die Termin- und Bauablaufplanung (4D) sowie die Mengen- und Kostenermittlung (5D) umgesetzt. Inhalte des Koordinationsmodells sind u.a. die Fachmodelle zu Vermessung, Bestand, Baugrund, Baugruben / Verbauten, Bauhilfsmaßnahmen, Rohbau, Tunnelbau, Architektur und raumbildender

Ausbau, Technische Ausrüstung, Verkehrsanlage Schiene, Oberfläche inkl. Verkehrsanlage Straße, Siele, Leitungen, Kampfmittel, Umwelt.

Die für einen Genehmigungsantrag erforderlichen Unterlagen wie z.B. die üblichen 2D-Plandarstellungen werden erst zum Abschluss der Planung aus dem Modell abgeleitet.

Um alle Beteiligten, insbesondere Bauherrn, General- und Fachplaner, mit modellbasierten Planungsmethodiken vertraut zu machen, wurde der eigentlichen Entwurfsplanung eine Testphase vorgeschaltet, in der Workflows und Schnittstellen an einem Prototypenmodell entwickelt, erprobt und geschult wurden.

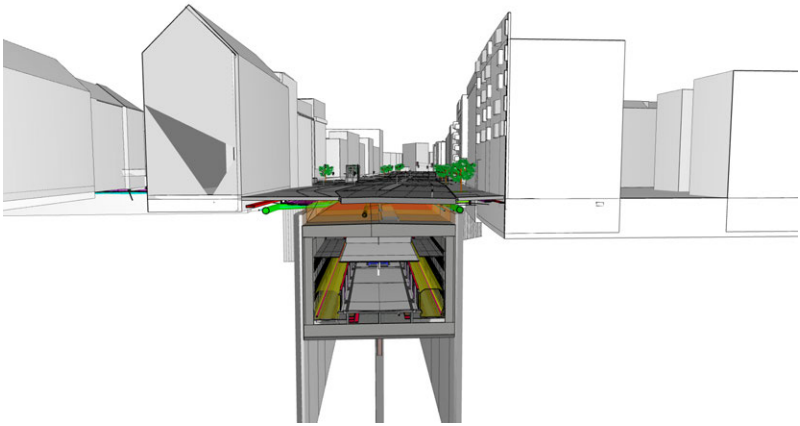


Abb. 5: Koordinationsmodell der Haltestelle Jarrestraße

Nachhaltigkeit

Damit der Neubau der U5 in Einklang mit den ambitionierten Emissionszielen der Stadt Hamburg bleibt, wird bereits in der Planung der Reduktion des CO_2-Ausstosses großer Wert beigemessen. Die Hochbahn hat sich zum Ziel gesetzt, gegenüber der ursprünglichen Vorentwurfsvariante durch planerische Optimierung, Verwendung von CO_2-reduzierten Materialien und optimierten Bauverfahren rund 70% der CO_2-Emissionen einzusparen.

Im Rahmen von Variantenuntersuchungen werden Lösungsansätze zudem einer CO2-Bilanzierung unterzogen und damit auch nach Emissionsgesichtspunkten bewertet. Insbesondere Bauhilfsmaßnahmen verdienen hierbei besondere Aufmerksamkeit. Beispielsweise werden im Rahmen planerischer Optimierungen DSV-Maßnahmen, die per se einen sehr großen CO2-Fußabdruck aufweisen, minimiert (vgl. [5]).

Fazit

Mit der U5 wagt die Freie und Hansestadt Hamburg zusammen mit der Hamburger Hochbahn in vielerlei Hinsicht einen großen Schritt in die Zukunft. Das größte Nahverkehrsprojekt Deutschlands ist auch aus planerischer Sicht wegweisend: durch die umfassende modellbasierte Planung, den Fokus auf Nachhaltigkeit und nicht zuletzt durch die professionelle und reibungslose Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten im Sinne eines Großprojekts außergewöhnlichen Ausmaßes.

Literatur

[1] https://de.wikipedia.org/wiki/U-Bahn-Linie_5_(Hamburg) [Zugriff am 15.10.2023]

[2] Bürgerschaft der Freien und Hansestadt Hamburg: Kostenstabiles Bauen – Fortentwicklung des öffentlichen Bauwesen. Drucksache 20/6208 vom 04.12.2012 https://www.buergerschaft-hh.de/parldok/dokument/38920/kostenstabiles_bauen_fortentwicklung_des_oeffentlichen_bauwesens.pdf [Zugriff am 15.10.2023]

[3] Hochbahn U5 Projekt GmbH: U5: Hamburg beantragt GVFG-Förderung. Presse-Information vom 19.09.2023

[4] Labinsky, U.; Zehetmaier, G.; Wuttig, A.: Neubau der U-Bahn 5 in Hamburg - Planung und Infomanagement vereint durch BIM. In: VBI (Hrsg.): Beratende Ingenieure 7/8.2020, S. 25 - 29

[5] Mischo, A.; Eberle, L.; Zehetmaier, G. (2023) Ressourcenschonung und CO2-Minderung unterirdischer Verkehrsbauwerke in offener Bauweise durch konstruktiv optimierte Verbauten. Bautechnik 100 (7). https://doi.org/10.1002/bate.202300073

BERGMEISTER

innovative & responsible engineering

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

Herzogsteg Eichstätt | Foto: © Bruno Klomfar

Headquarter Dynafit Kiefersfelden

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

Brückenbau | Tunnelbau | Hochbau | konstruktiver Ingenieurbau

B+S Beratende Ingenieure VBI

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

www.buechting-streit.de

Verstärkung mit geklebter Bewehrung – aktuelle Entwicklungen in Deutschland und Europa

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.03

Wolfgang Finckh, Roland Niedermeier

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Finckh

2003-08 Studium Bauingenieurwesen, TUM
2008-12 Lehrstuhl für Massivbau, TUM
2012 Promotion, TUM
2012-15 Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
2015-21 Konstruktionsgruppe Bauen AG
Seit 2021: Professor für Stahlbetonbau und Spannbetonbau, OTH Regensburg
Seit 2021: Khoch3 GmbH

PD Dr.-Ing. habil. Roland Niedermeier

1987-93 Studium Bauingenieurwesen, TUM
2001 Promotion, TUM
2012 Habilitation, TUM
seit 1993 Lehrstuhl für Massivbau, MPA BAU, TUM

Das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung ist dank des Engagements von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch in Forschung und Normung in Deutschland ein gängiges und sicheres Verfahren beim Bauen im Bestand. In Europa wurden im Rahmen der Überarbeitung der Eurocodes in den letzten Jahren ebenfalls Regelung für diese Bauweise geschaffen, welche größtenteils auf den Deutschen Ansätzen beruhen. Aufgrund der neuen Eurocodes werden auch in Deutschland die Regelung für das Verstärken von Betonbauteilen nun überarbeitet und für weitere Verstärkungsfahren wie den Carbonbeton erweitert.

As a result of the engagement of Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch in research and standardisation, strengthening of concrete structures with adhesively bonded reinforcement is a standard and safe method for building in existing structures. In Europe, regulations for this strengthening method have also been created in recent years as part of the revision of the Eurocodes, which are largely based on the German approaches. Due to the new Eurocodes, the regulations for the strengthening of concrete structures are now also being revised in Germany and extended for further reinforcement methods such as carbon concrete.

Aktueller Stand in Deutschland

Das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung ist ein gängiges Verfahren beim Bauen im Bestand wird in Deutschland schon seit vielen Jahrzehnten erfolgreich ausgeführt. Auf Basis der von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch initiierten umfangreichen Forschung am Lehrstuhl für Massivbau (vgl. [1]) wurde unter seiner Leitung eine erste Richtline für das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung [2] erarbeitet und im Jahre 2012 veröffentlicht.

Nach der Umstellung der Bauartgenehmigungen hat sich diese Richtlinie nun seit 10 Jahren in Deutschland bewährt und ist dank zahlreicher Erläuterungen und Beispielen (vgl. z.B. [3],[4]) auch bei den Planenden und Ausführenden gut angenommen. Dank der Übersetzung der Richtline so-

wie der maßgebenden Erläuterungen [5] sind die Ansätze auch international bekannt und wurden auch aufgrund deren mechanischen Hintergrundes z.B. auch vollständig in das fib-bulletin 90 [6] aufgenommen.

Entwicklungen in Europa

Derzeit werden die Eurocodes vom CEN/TC 250 überarbeitet. Im Betonbau hat der entsprechende Entwurf der Neufassungen des Eurocodes 2 [7] bereits ein Einspruchsverfahren passiert und liegt derzeit im finalisierten Entwurf [8] vor. Im Rahmen der Überarbeitung beschäftigte sich unter Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch die Arbeitsgruppe „CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 1: Eurocode 2: Strengthening and reinforcing with fibre reinforced polymers“ mit der Erstellung eines informativen Anhang J für die Verstärkung mit aufgeklebten Faserverbundwerkstoffen.

Für die am häufigsten vorkommende Biegeverstärkungen mit aufgeklebter und eingeschlitzter Bewehrung wurden die wesentlichen Bemessungsansätze aus Deutschland übernommen, jedoch aufgrund der Seitenvorgaben teilweise stark gekürzt.

Neben den Anhang J sind für das Bauen im Bestand auch noch besonders die Anhänge A und I relevant sowie die Technische Spezifikation CEN/TS 17440 [9]. (vgl. Abb. 1). Alle Regelungen zum Bauen im Bestand haben in Europa jedoch nur informativen Charakter und es beleibt somit den einzelnen Nationen überlassen, welche Regelungen sie übernehmen werden.

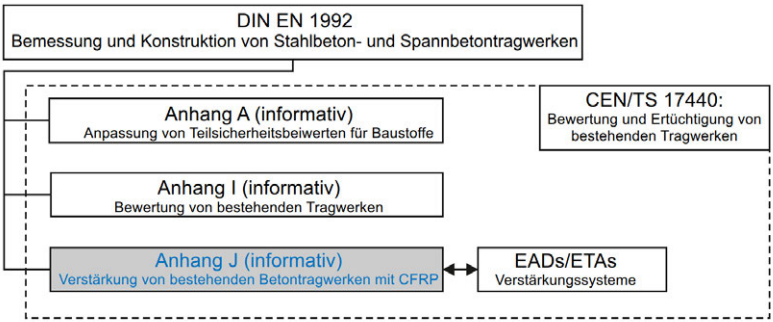


Abb. 1: Überblick Regelungen zum Verstärken und Bauen im Bestand in Europa

Ausblick auf die zukünftige Situation in Deutschland

Beim Anhang J des zukünftigen Eurocodes 2 handelt es sich um einen informativen Anhang, der nur einen Teil der in Deutschland gängigen Verstärkungsverfahren regelt. So fehlen dort die Stahllaschen und auch neue Verfahren wie die Verstärkung mit Carbonbeton. Des Weiteren sind im Anhang J die bewährten, in Deutschland etablierten genaueren und damit auch wirtschaftlicheren Bemessungsansätze nicht enthalten, so dass einzelne Verstärkungsmaßnahmen nur mit höherem Aufwand oder gegebenenfalls auch gar nicht ausgeführt werden können. Auch Regelung zu Produkten, Konformitätsprüfungen und zur Ausführung fehlen in diesem Anhang vollständig, so dass umfangreiche Forschungsergebnisse nicht (mehr) angemessen in die Praxis umgesetzt werden könnten.

Da somit per se zusätzliche nationale Regelungen erforderlich sind, ist vorgesehen, den informativen Anhang J durch eine Neuauflage der DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ zu ersetzen, um weiterhin eine durchgehende Regelung für das Verstärken von Betonbauteilen zu erhalten. Derzeit wird intensiv an dieser Neuauflage gearbeitet, die bis Mitte 2024 fertiggestellt werden soll. Neben den Anpassungen, welche aufgrund des neuen Eurocodes erforderlich sind, wird auch versucht, die Berechnungsverfahren zu vereinfachen, zu verbessern und sich dabei auf Verstärkungsverfahren und Anwendungsbereiche zu konzentrieren, deren wirtschaftliche Bedeutung sich in aktuell gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen bzw. allgemeinen Bauartgenehmigungen ausdrückt. Insofern wird in die Neuauflage der Richtlinie auch die Verstärkung mit Carbonbeton aufgenommen, deren Anwendung seit einigen Jahren auf der Grundlage einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung bzw. einer allgemeinen Bauartgenehmigung möglich ist. Folgende Gliederung der neuen Richtlinie ist derzeit angedacht:

- Teil 1: Bemessung und Konstruktion
  - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für die Verstärkung von Betonbauteilen
  - Teil 1-2: Spezifische Regeln für die aufgeklebte Bewehrung (CFK-Lamellen, CF-Gelege und Stahllaschen)
  - Teil 1-3: Spezifische Regeln für die Verstärkung mit in Schlitzen verklebten CFK-Lamellen

  - Teil 1-4: Spezifische Regeln für die Verstärkung mit Carbonbeton
  - Teil 1-5: Heißbemessung
- Teil 2: Produkte und Systeme für das Verstärken
- Teil 3: Ausführung
- Teil 4: Prüfverfahren

Durch die Untergliederung des Teils 1 für Bemessung und Konstruktionen einzelne Abschnitte für die verschiedenen Verstärkungsverfahren wird eine bessere Anwendbarkeit angestrebt. Zusätzlich bietet diese Untergliederung die Möglichkeit, künftig auch ohne eine vollständige Überarbeitung weitere Verstärkungsfahren aufzunehmen.

Neben der Richtline für das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung sind für das Bauen im Bestand derzeit weitere Richtlinie in Bearbeitung, welche die informativen Anhänge A und I ersetzen sollen. Damit soll in Zukunft ein durchgängiges Regelwerk für das Bauen im Bestand im Bereich des Betonbaus geschaffen werden.

Fazit

Das Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung ist ein seit vielen Jahren bewährtes Verfahren, um Bauwerke im Bestand weiter nutzen zu können. Seit circa 10 Jahren existiert hierfür in Deutschland mit der Richtlinie des DAfStb ein durchgängiges, fundiertes und international anerkanntes Regelwerk in dem vor allem nationale aber auch internationale Forschungsergebnissen noch vor einer europäischen Normung bereits in die Praxis umgesetzt wurden. Im Zuge der nun erfolgten Überarbeitung der Eurocodes wurden zwar große Teile dieser Richtlinie in den informativen Anhang J des Eurocode 2 übernommen, der jedoch nicht alle in Deutschland gebräuchlichen Verfahren regelt und auch keine Vorgaben zu den Produkten und Prüfverfahren sowie zur Ausführung enthält. In Deutschland soll der Informative Anhang J deshalb durch eine Neuauflage der DAfStb Richtline ersetzt werden, die künftig auch neuere Verstärkungsfahren wie den Carbonbeton regeln wird.

Literatur

[1] Niedermeier, R.: Münchener Beiträge zur Entwicklung der geklebten Bewehrung, Tagungsband 18. Münchener Massivbau Seminar, München, 2014

[2] DAfStb: Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2012

[3] DAfStb (Hrsg.): Erläuterungen und Beispiele zur DAfStb-Richtlinie: „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“; DAfStb Heft 595. Berlin: Beuth, 2013

[4] Zilch K., Niedermeier R., Finckh W.: Geklebte Verstärkung mit CFK-Lamellen und Stahllaschen. In: Beton-Kalender 2021 (S. 1008-1105). Berlin: Ernst & Sohn, 2020

[5] Zilch K., Niedermeier R., Finckh W.: Strengthening of Concrete Structures with Adhesively Bonded Reinforcement – Design and Dimensioning of CFRP Laminates and Steel Plates; Ernst & Sohn, Berlin, 2014

[6] fédération internationale du béton (pub.): Externally applied FRP reinforcement for concrete structures, fib buelltin 90. Lausanne, 2019

[7] DIN prEN 1992-1-1. (2021). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021. Berlin: Deutsches Institut für Normung.

[8] FprEN 1992-1-1. (2023). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Brüssel: CEN/TC 250/SC 2.

[9] DIN CEN/TS 17440 (2020): Bewertung und Ertüchtigung von bestehenden Tragwerken, Deutsche Fassung CEN/TS 17440:2020. Berlin: Deutsches Institut für Normung

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**

SCHWENK

Materialprüfungsamt für das Bauwesen

prüfen | überwachen | zertifizieren

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

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

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

Längsverzerrung und Querkraft bei vorgespannten Querschnitten – Horizontale Kräfte für vertikales Gleichgewicht

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.04

Sebastian Lamatsch, Sebastian Thoma, Oliver Fischer

Sebastian Lamatsch, M.Sc.

2017 B.Sc. Bauingenieurwesen; TUM
2020 M.Sc. Bauingenieurwesen; TUM
seit 08.2020 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Lehrstuhl für Massivbau, TUM

Sebastian Thoma, M.Sc.

2015 B.Eng. Bauingenieurwesen; HM
2017 M.Sc. Bauingenieurwesen; TUM
seit 11.2017 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 Prüfingenieur und EBA-Prüfer

Vor dem Hintergrund spezieller Fragestellungen des Spannbetonbrückenbaus sind in jüngster Vergangenheit theoretische und experimentelle Bemühungen intensiviert worden, wobei insbesondere charakteristische Tragmechanismen vorgespannter Durchlaufträger zur Diskussion standen und einzelne Parameter isoliert betrachtet wurden. Ein Umstand, der diesen experimentellen Untersuchungen gemein ist, findet sich im vergleichsweise hohen Längsbewehrungsgrad der Prüfkörper, der ein vorzeitiges Biegeversagen zu Gunsten des gewünschten Schubversagens ausschließen soll. Es darf davon ausgegangen werden, dass eine überdimensionierte Längsbewehrung das Tragverhalten implizit beeinflusst. In diesem Kontext stehen nachfolgend vorgestellte experimentelle Untersuchungen des Lehrstuhls für Massivbau der TU München. Neben einer Variation des Längsbewehrungsgrades selbst, wird auch der Einfluss des Vorspanngrades bei geringem Längsbewehrungsgrad an skalierten Versuchskörpern untersucht. Es zeigen sich mit Bezug auf bestehende normative Regelungen zur Nachrechnung von Massivbrücken keine nachteiligen Auswirkungen bei der Abschätzung der Schubtragfähigkeit, wohl aber lassen sich zusätzliche Tragreserven identifizieren.

Against the background of specific questions related to prestressed concrete bridges, theoretical and experimental efforts have been intensified in the recent past. In particular, characteristic load-bearing mechanisms of prestressed continuous beams have been discussed and individual parameters have been considered in isolation. A circumstance common to these experimental investigations is the comparatively high degree of longitudinal reinforcement of the test specimens,

which is intended to exclude premature bending failure in favor of the desired shear failure. It may be assumed that an oversized longitudinal reinforcement influences the load-bearing behavior implicitly. Therefore, the following experimental investigations of the Chair of Solid Structures at the Technical University of Munich are presented and discussed below. In addition to varying the degree of longitudinal reinforcement itself, the influence of the degree of prestressing at a low degree of longitudinal reinforcement is also investigated on scaled test specimens. With reference to existing normative regulations for the recalculation of concrete bridges, no adverse effects are found in the estimation of the shear capacity, but additional load-bearing reserves can be identified.

Einleitung

Die Nachrechnung von Bestandsbrücken führt häufig aufgrund von stetig gestiegenem Schwerlastverkehr und angepassten Regelwerken zu Defiziten im Querkraftnachweis [1], [2]. In den letzten Jahren wurden deshalb experimentelle Untersuchungen zu mehreren Aspekten der Querkrafttragfähigkeit intensiviert. Innerhalb einiger großer Verbundforschungsvorhaben mit unterschiedlichen Schwerpunkten wurden an vorgespannten Durchlaufträgern mit schwachem Schubbewehrungsgrad Querkraftversuche durchgeführt, um Rückschlüsse auf das Tragverhalten und den Einfluss der wichtigsten Parameter zu gewinnen. Die betrachteten Forschungsschwerpunkte waren:

- Kombinierte Beanspruchung aus Querkraft und Torsion bei vorrangiger Biegung [3]
- Einfluss unterschiedlicher Querschnittsformen [4]
- Anrechenbarkeit nicht-normkonformer Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit [5]
- Einfluss eines reduzierten Längsbewehrungsgrades und plastischer Gurtverzerrungen [6]
- Einfluss des Vorspanngrades in Bezug auf Beton und Spannstahl [7]

Aufgeführte Untersuchungen dienen der Ausarbeitung und Validierung modifizierter Nachweisformate für die Nachrechnungsrichtlinie bzw. deren Fortschreibung in der BEM-ING [8][9][10].

Im Folgenden werden die experimentellen Untersuchungen und die wesentlichen Erkenntnisse der beiden letztgenannten Untersuchungsschwerpunkte, die am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München in den letzten Jahren bearbeitet wurden, vorgestellt. Die Variation des Längsbewehrungsgrades, der Betondruckspannung aus Vorspannung und der Litzenanzahl beeinflussen die Steifigkeit des gemischt bewehrten Zuggurts und führen zu unterschiedlich hohen Längsverzerrungen, dessen Einfluss im Weiteren erläutert werden soll.

Experimentelle Untersuchungen

1 Substruktur-Technik

Statt durchlaufende Spannbetonträger zu testen, werden in einem eigens dafür entwickelten Versuchsstand Trägerelemente unter Applikation der inneren Schnittgrößen des gewählten Bereichs eines fiktiven Durchlaufträgers geprüft (vgl. Abb. 1). Dazu werden an einer Seite über sechs doppeltwirkende servo-hydraulische Zylinder die gewünschten Randbedingungen über eine massive Lastplatte aufgebracht (M, φ, V, w, N=0). Auf der anderen Trägerseite findet keine aktive Steuerung statt, die starren Reaktionsstäbe an der Lastplatte nehmen die auftretenden Schnittgrößen ausschließlich auf und leiten Sie über den Reaktionsrahmen in den Spannboden. Die, durch die massive Lastplatte geführte und dahinter verankerte schlaffe Bewehrung und die verankerten Spannglieder ermöglichen in Kombination mit Schubnocken für den Querkraftabtrag und einem trockenen Druckkontakt zwischen Beton und Lastplatte eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Balkenelement und Versuchsstand.

Je nach gewähltem Bereich des Referenzträgers, werden an der aktiv gesteuerten Lastplatte unterschiedliche Schnittgrößen und Deformationen appliziert. Um direkte Druckstreben zu vermeiden und ein Schubversagen zu erreichen, wurde die Schubschlankheit beider vorgestellter Versuchsserien zu $\lambda \approx 3$ gewählt, wobei der gemischt bewehrte Zuggurt (mit Spannglie-

dern) und die daraus berechnete bezogene statische Nutzhöhe die Schlankheit verringert. In Abb. 2 sind die im weiteren vorgestellten Konfigurationen durchgeführter Versuche dargestellt.

Die Bezeichnung der Versuchskörper enthält in beiden Versuchsserien bereits die wichtigsten Untersuchungsparameter. Es wird die Querschnittsform (Rechteck/T-Querschnitt) und der Durchmesser der Längsbewehrung, sowie die Litzenanzahl (L3/L5/L9) und die Betondruckspannung aus Vorspannung (S1.2 = 1,2 m MPa) unterschieden.

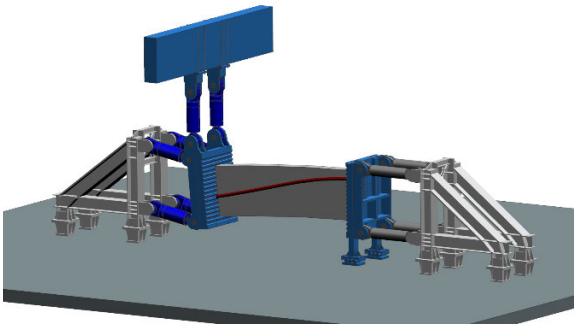


Abb. 1: Versuchskonzept mit Balkenelement und angedeuteter Spanngliedführung

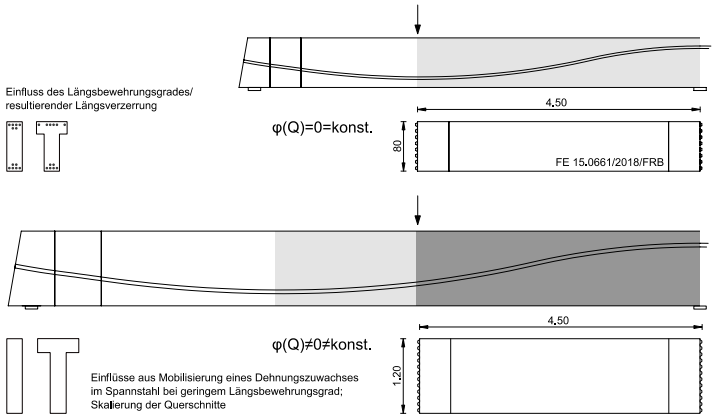


Abb. 2: Versuchskonfigurationen der beiden vorgestellten Versuchsserien

2 Versuche zum Einfluss des Längsbewehrungsgrades

Allgemeines

Ein Umstand, der bisherigen experimentellen Untersuchungen zum Schubtragverhalten gemein ist, findet sich im hohen Längsbewehrungsgrad der Prüfkörper, der ein vorzeitiges Biegeversagen zu Gunsten des gewünschten Schubversagens ausschließen soll. Eine Versuchsreihe, die in Auszügen nachfolgend vorgestellt wird, untersucht den Einfluss eines sukzessive reduzierten Längsbewehrungsgrades, der die mögliche Längsverzerrung wirtschaftlich bemessener Brückenbauquerschnitte besser approximiert.

Versuchsprogramm

Anhand von acht Substrukturversuchen (vgl. Abschnitt 1) wird der Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Dabei werden drei abgestufte Längsbewehrungsgehalte mit gerippten Betonstahl an Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt bei ansonsten gleichen Randbedingungen untersucht. Die wesentlichen Daten sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Der profilierte Plattenbalkenquerschnitt erlaubt zudem Rückschlüsse auf den Traganteil der Gurte, der auch in Relation zur Steifigkeit des Zugbandes zu sehen ist. Die Länge der Trägerausschnitte beträgt inklusive der Vouten (optimierte Kontaktfläche für Lastübertrag via Schubnocken) 4,5 m bei einer Querschnittshöhe von 80 cm. Darüber hinaus wird je Querschnitt ein Tastversuch mit glatter Längsbewehrung durchgeführt, diese Versuche werden im Rahmen des Beitrags jedoch nicht weiter thematisiert. Alle Balkenelemente werden mit ca. 1,0-facher Mindestschubbewehrung ausgeführt. Abb. 3 zeigt alle wesentlichen Positionen der konstruktiven Durchbildung untersuchter Versuchsträger. Alle Träger werden zudem mit Vorspannung im nachträglichen Verbund geprüft, wobei die Vorspannung erst nach Einbau in den Versuchstand aufgebracht wird.

Charakteristisches Trag- und Bruchverhalten

Alle Träger der Versuchsserie mündeten in einem Schubversagen. Das Versagen kann unter Berücksichtigung der gesamten Belastungshistorie als klassisches Biegeschubversagen klassifiziert werden. Unter starker Rissöffnung kommt es zu einem Reißen der Querkraftbewehrung und gleichzeitiger Einschnürung der Druckzone. Insbesondere die Plattenbalkenquerschnitte zeigen vor Erreichen der Bruchlast aber auch vermehrt

unmittelbare Schubzugrisse in bereits gerissenen Druckspannungsfeldern in Feld- und Stützbereichen. Mit Erreichen der Bruchlast lokalisiert sich in einem kritischen Biegeschubriss bzw. einschießendem Schubzugriss die finale Bruchkinematik. Die freiwerdende Energie kann nur durch die Steifigkeit der Gurte bzw. das kreuzende Spannglied gedämpft werden, weshalb der Bruch der Versuche mit geringstem Längsbewehrungsgrad besonders abrupten Charakter zeigt.

Tabelle 1: Auszug der Versuchsreihe, Variation des Längsbewehrungsgrades, Betonkennwerte [MPa] und erreichte Bruchlasten [kN]

ID	ρ_{sl} [-] (abs.)	$f_{c,cyl}$	$f_{ct,sp}$	E_{cm}	V_{max}
R25	0,016 (6D25)	41,9	3,03	28.810	484
R22	0,012 (6D22)	40,3	3,04	29.480	517
R18	0,008 (6D18)	44,4	3,04	28.630	585
T25	0,016 (6D25)	41,9	3,54	27.960	510
T22	0,012 (6D22)	53,7	3,67	31.260	609
T18	0,008 (6D18)	43,8	3,84	28.590	579

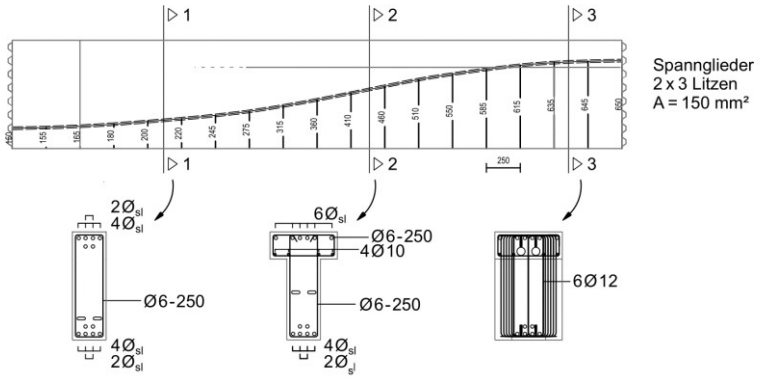


Abb. 3: Konstruktive Durchbildung der vorgespannten Balkenelemente, Schnitt 1-1 am Rechteckquerschnitt bzw. Schnitt 2-2 am Plattenbalkenquerschnitt der Spannweite zwischen den Vouten (Schnitt 3-3); Spanngliedgeometrie in der Ansicht

Wesentliche Ergebnisse

Im Rahmen der betrachteten Versuchsreihe beeinflusst ein reduzierter Längsbewehrungsgrad die Schubtragfähigkeit nicht nachteilig. Trotz stark reduziertem Längsbewehrungsgrad und damit einhergehend starker, teilweise plastischer Verzerrung der schlaffen Bewehrung im Zuggurt, kann das innere Gleichgewicht der horizontalen Kräfte durch die initial moderat vorgespannten Spannglieder gestützt aufrechterhalten werden, sodass eine ausreichende Biegetragfähigkeit zu Gunsten eines vorrangigen Schubversagens sichergestellt werden kann, vgl. Abb. 4.

Das Risswachstum und die Entwicklung der Rissbreiten ist bei derart schwachem Bügelbewehrungsgrad zusammen mit der Duktilität der Bewehrung entscheidend für einen stabilen Fachwerktraganteil, auch wenn dieser vergleichsweise gering ausfällt. So steuert die Verzerrung des Zuggurts die Entwicklung der Rissbreiten abdrehender Biegeschubrisse und entscheidet damit auf Basis der Kompatibilität der Verzerrungen im Riss über die Stahlspannung bzw. ein frühzeitiges Reißen des Bügelschenkels, was im Zuge der experimentellen Untersuchungen mehrfach beobachtet werden konnte.

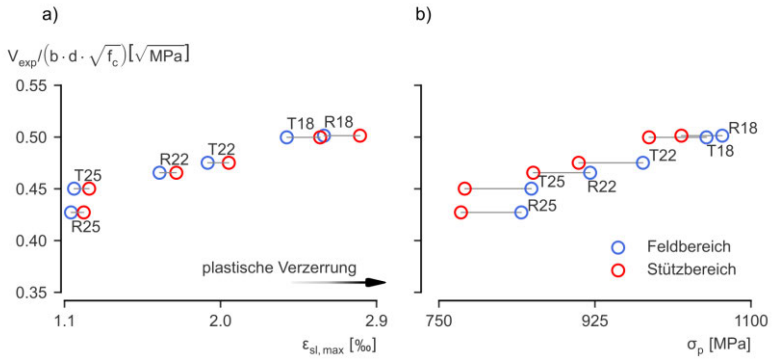


Abb. 4: Normierte Querkrafttragfähigkeit bezogen auf a) maximale Verzerrung der schlaffen Längsbewehrung und b) maximale Spannstahlspannung im Bruchzustand für Feld- und Stützbereiche im Anschnitt der Vouten

Sobald im Schubfeld flach geneigte Schubzugrisse einsetzen, nähert sich das System der Traglast, da die Bügel bei derart schwachem Bewehrungs-

grad und geringem Durchmesser keinen rissvernähenden Charakter bereitstellen können, sondern nach initialer Aktivierung direkt Stahlspannungen jenseits der Dehngrenze induziert werden, gefolgt von einem Bügelreißen, das die finale Risskinematik triggert.

3 Versuche zum Einfluss des Vorspanngrades

Allgemeines

Die experimentellen Untersuchungen der Querkrafttragfähigkeit alter Spannbetonbrücken der letzten Jahre decken bereits eine Vielzahl an Einflussparametern ab, dem Einfluss des rissinduzierten Dehnungszuwachses im Spannglied und der Vorspannung im Allgemeinen wurde jedoch weniger Beachtung geschenkt. Die im Folgenden in Auszügen vorgestellte Versuchsserie fokussiert diese Aspekte im Gesamtbild baupraktisch gewählter Brückenträgerelemente.

Versuchsprogramm

Im Auszug der Versuchsserie wird mit acht Balkenelementen der Einfluss der Vorspannung auf die Querkrafttragfähigkeit genauer untersucht. Über die absolute Spannkraft wird einerseits die Betondruckspannung aus Vorspannung σ_{cp} variiert. Andererseits wird bei gleicher Spannkraft durch die Litzenanzahl einmal eine moderate und einmal eine hohe initiale Ausnutzung des Spannglieds getestet. In Kombination mit dem an reale Brücken angelehnten, gering gewählten Längsbewehrungsgrad werden die möglichen mobilisierbare Dehnungszuwächse im Spannglied und Umlagerungsreserven untersucht. Die Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte werden mit geringem Querkraftbewehrungsgrad im Bereich 1,0-facher Mindestschubbewehrung ausgeführt. Die wichtigsten Versuchsparameter sowie die maximal erreichte Querkraft können Tabelle 2 entnommen werden. Ein Balkenelement mit beiden geprüften Querschnittsformen ist in Abb. 5 dargestellt

Die Skalierung der Versuchskörper auf eine Höhe von 1,2 m führt bei gleichbleibender Länge des Balkenelements von 4,5 m zu der Wahl eines anderen Schnittufers (vgl. Abb. 2), welches im Referenzträger Rotationen aufweist. Im Versuch wird zur Abbildung der Randbedingungen das Momenten-Querkraft Verhältnis an der Lastplatte aktiv geregelt und damit ein asymmetrischer Momentenverlauf mit dominierendem negativen Moment erzeugt wird. Die Verschiebung des Momentennullpunktes hat zur Folge,

dass ausschließlich das, für alte Spannbetonbrücken oft maßgebende Versagen im Bereich des Innenauflagers eines vorgespannten Durchlaufträgers, getestet wird.

Tabelle 2: Auszug der Versuchsserie, Variation der Vorspannung [MPa], Betonkennwerte [MPa] und erreichte Bruchlasten [kN]

ID	$\sigma_{pm0}/f_{p0,1k}$	σ_{cp}	$f_{c,cyl}$	$f_{ct,sp}$	E_{cm}	V_{max}
R-L5-S1.7	0,44	1,78	42,6	3,6	30.049	775
R-L3-S1.7	0,72	1,76	46,2	3,8	30.157	829
R-L9-S3.1	0,42	3,06	43,7	3,5	27.999	927
R-L5-S3.1	0,74	3,00	43,3	2,8	27.991	982
T-L5-S1.2	0,41	1,15	47,6	3,2	29.727	862
T-L3-S1.2	0,60	1,02	50,4	3,3	30.361	776
T-L9-S2.1	0,36	1,82	48,4	3,8	29.721	971
T-L5-S2.1	0,68	1,90	47,7	3,2	29.641	902

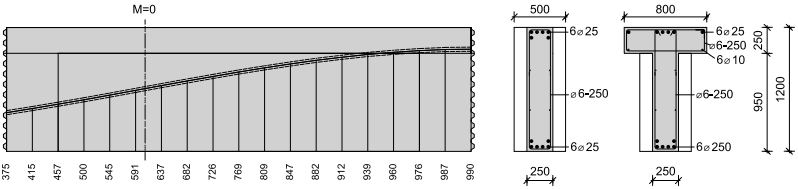


Abb. 5: Konstruktive Durchbildung der vorgespannten Balkenelemente, Spanngliedgeometrie, Rechteckquerschnitt, Plattenbalkenquerschnitt

Charakteristisches Trag- und Bruchverhalten

Bei allen Versuchen konnte – trotz einer sehr hohen Dehnung der Biegebewehrung von mindestens 80 % der Dehngrenze – ein klassisches Biegeschubversagen mit markanter Biegeschubrissbildung und starker Beteiligung des Zuggurts festgestellt werden. Das Tragverhalten ist dabei durch fächerartig auftretende Biegeschubrissbildung geprägt, wobei vereinzelte Stegzugrisse vor allem bei den Plattenbalken auftraten. Durch den geringen Biegebewehrungsgrad sind die Versuche durch eine markante Risskinema-

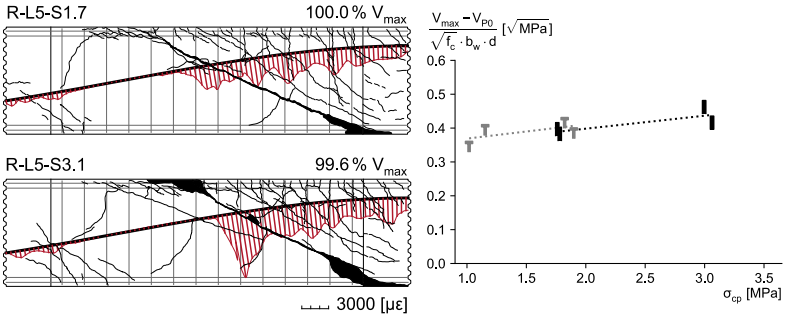
tik charakterisiert. Die große Rissöffnung führt lokal zu großen Dehnungszuwächsen im Spannglied (vgl. Abb. 6a)) und einem Reißen nahezu aller Bügel, die den kritischen Schubriss kreuzen. In Kombination mit dem geringen Längsbewehrungsgrad und der damit allgemein möglichst realitätsnahen konstruktiven Durchbildung eines vergleichbaren Brückenträgers kann gezeigt werden, dass das Spannglied sich auch bei großer Vordehnung und zusätzlich auftretendem lokalen und globalen Dehnungszuwachs maßgeblich am Lastabtrag beteiligt und je nach Rissgeometrie das Tragverhalten nicht nachteilig beeinflusst.

Wesentliche Ergebnisse

Eine initial hohe Vordehnung des Spannglieds führt im Rahmen der durchgeführten Versuche nicht zwangsläufig zu einer Abnahme der Querkrafttragfähigkeit. Je nach Querschnittsform werden weitere Umlagerungen trotz hoch ausgelastetem Spannglied ermöglicht. Die notwendige Kompatibilität der Verzerrungen von Gurt und Steg bestimmen damit das globale Tragverhalten maßgeblich, wodurch der homogene Rechteckquerschnitt ein etwas gutmütigeres Verhalten aufweist.

Das durch Biegeschubrisse geprägte Bruchbild zweier beispielhafter Versuche mit Rechteckquerschnitt und unterschiedlicher Betondruckspannung aus Vorspannung ist zusammen mit der Dehnungsmessung im Hüllrohr mittels robuster faseroptischer Sensoren (DFOS) in Abb. 6a) zu erkennen.

Die nach Belastungsbeginn aufgetretenen Dehnungen sind dazu senkrecht zum Spannglied aufgetragen. Der lokale Dehnungszuwachs infolge Schubrissbildung hebt sich an den Kreuzungspunkten mit dem Spannglied deutlich von dem globalen Zuwachs infolge Biegung ab. Insgesamt zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Dehnungsmessung mit dem aufgezeichneten Rissbild. Der über alle Versuche zu erkennende, positive Einfluss der Vorspannung auf die bezogene Tragfähigkeit ist in Abb. 6b – mit abgezogener initialer vertikaler Spannkraft – dargestellt.



a) Bruchbild zweier Balkenelemente mit Dehnungsprofil des Spannglieds

b) Einfluss der Vorspannung auf die bezogene Tragfähigkeit

Abb. 6: Einfluss der Vorspannung auf Rissbildung, Dehnung im Riss und Querkrafttragfähigkeit

4 Modellvergleich

Abb. 7 zeigt einen Modellvergleich zu vorgestellten Versuchsreihen und der Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. Die Tragfähigkeiten werden nach 1. Ergänzung der Nachrechnungsrichtlinie [6] stark unterschätzt, nachdem hier lediglich ein Fachwerktraganteil in Ansatz gebracht wird. Die Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie [7], die im Zuge der Einführung der BEM-ING anwendbar sein wird, erlaubt auf Basis eines Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil eine signifikant bessere Approximation der Schubtragfähigkeit. Allerdings sind auch hier noch Reserven erkennbar, insbesondere mit Blick auf die Querschnitte mit geringstem Längsbewehrungsgrad oder erhöhten Vorspanngraden. Eine differenzierte Betrachtung bezüglich der untersuchten Querschnittsformen zeigt, dass die Tragfähigkeit von Plattenbalkenquerschnitten nochmals stärker unterschätzt wird bzw. durch den empirischen Betontraganteil der Nachweisformate nicht adäquat beschrieben werden kann.

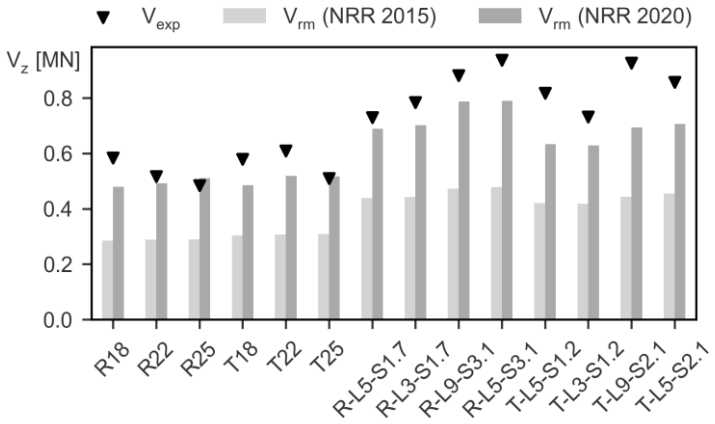


Abb. 7: Modellvergleich der Versuchsreihen

Fazit

In den Versuchsserien konnte gezeigt werden, dass trotz hoher Längsverzerrung infolge abgestufter Längsbewehrung und bereits initial hoch ausgenutzter Spannlitzen das Querkrafttragverhalten nicht nachteilig beeinflusst wird. Es konnte im Allgemeinen das Verständnis des Querkrafttragverhalten realitätsnah skalierter Querschnitte verbessert werden und die Versuchsdatenlage relevanter Prüfkörperabmessungen und Systemrandbedingungen deutlich erweitert werden. Die vorgestellten Untersuchungen schließen somit eine Lücke, da erläuterte Einflussgrößen so noch nicht an realitätsnah skalierten, vorgespannten Querschnitten experimentell untersucht wurden. Auf Basis eines Fachwerkmodells mit additivem Betontraganteil lässt sich in vielen Fällen bereits eine sehr gute Approximation der Tragfähigkeit auf Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie bestimmen.

Literatur

[1] Nowak, M.; Fischer, O.: Objektspezifische Verkehrslastansätze für Straßenbrücken – ein wichtiger Baustein für erweiterte Beurteilungskonzepte in der Brückennachrechnung. In: Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 12, S. 804–814. https://doi.org/10.1002/best.201700064

[2] Fischer, O.; Müller, A.; Lechner, T. et.al.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Nr. 2, S. 107–127. https://doi.org/10.1002/best.201300084

[3] Gleich, P.: Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft, Technische Universität Dortmund, Dissertation, 2020

[4] Herbrand, M.; Classen, M.; Adam, V.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. In: Bauingenieur 92 (2017), Heft 11, S. 465–473

[5] Schramm, N.; Fischer, O.: Zur Anrechenbarkeit von nicht norm-gemäßen Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken. In: Bauingenieur. (2020); 95(11), S. 408-418. https://doi.org/10.37544/0005-6650-2020-11

[6] Thoma, S; Fischer, O.: Experimental investigations on the shear strength of prestressed beam elements with a focus on the analysis of crack kinematics. Structural Concrete. 2023. https://doi.org/10.1002/suco.202200699

[7] Lamatsch, S.; Fischer, O.: Querkraftversuche an unterschiedlich vorgespannten Balkenelementen mit baupraktischen Bauteilabmessungen (In Begutachtung) In: Bauingenieur (2024)

[8] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, Mai 2011.

[9] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): 1. Ergänzung zur Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, April 2015

[10] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI): Teil 2 - Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand: (in Vorbereitung). In: Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Entwurf, Bonn, 2021.

henke rapolder frühe
Ingenieurgesellschaft mbH

Beratende Ingenieure für das Bauwesen

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

ISP-SCHOLZ
Beratende Ingenieure AG

Mitdenker gesucht!

Innovativ denkende Köpfe
- für kreative Entwürfe

- Bauingenieure (m/w/d)
- Konstrukteure (m/w/d)

Unser Leistungsspektrum:

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

ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG, Anton-Böck-Straße 27, 81249 München-Freiham
Tel. +49 89 829142-0, Fax. +49 89 829142-130, muenchen@isp-scholz.de, **www.isp-scholz.de**

Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Bemessung des Außenwand-Decken-Knotens

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.05

Jonathan Schmalz, Detleff Schermer, Oliver Fischer

Jonathan Schmalz, M.Eng.

2014 B.Eng. Bauingenieurwesen; OTH-Regensburg
2017 M.Eng. Bauingenieurwesen; OTH-Regensburg
seit 05.2017 Wissenschaftlicher Mitarbeiter, Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, OTH-Regensburg

Prof. Dr.-Ing. Detleff Schermer

1991-1996 Studium Bauingenieurwesen, TUM
1996-1999 Dyckerhoff & Widmann AG, München
1999-2004 Wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Massivbau der TUM (Prof. Zilch), Promotion 2004
seit 2004 Eigenes Büro für Tragwerksplanung
seit 2010 Prüfingenieur für Massivbau
seit 2014 Professor für Bauerwerke des Massivbaus und Baustatik an der Ostbayerischen Technischen Hochschule Regensburg

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

Nach gegenwärtigem Wissensstand ist zu konstatieren, dass hinsichtlich der Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekte sowie der unstetigen Spannungsverteilung auf Querschnittsebene keine zutreffenden Berechnungsmodelle und experimentellen Prüfvorgaben existieren, welche die Besonderheiten am Außenwand-Decken-Knoten bei monolithischem Planziegelmauerwerk adäquat widerspiegeln. Vor dem Hintergrund, dass die Knotenmomente mit der vereinfachten Rahmenberechnung nach EN 1996-1-1:2022 Anhang C.3 basierend auf der Elastizitätstheorie ermittelt werden, liegt der Fokus der nachfolgenden Untersuchung vor allem auf der Ermittlung und Quantifizierung der Querschnittstragfähigkeit sowie von nichtlinearen Einflüssen auf die Knotenmomente am Wandkopf und -fuß.

According to the current state of knowledge, it has to be noted that with regard to the determination of internal forces under consideration of nonlinear effects as well as the discontinuous stress distribution on the cross-section level, no adequate calculation models and experimental test standards exist that adequately reflect the special aspects at the exterior wall-floor joint of monolithic clay unit masonry. Against the background that the nodal moments are determined with the joint analysis method according to EN 1996-1-1:2022 Annex C.3 based on elastic material behaviour, the focus is mainly on the determination and quantification of the load-bearing capacity of the cross-section as well as the nonlinear effects on the nodal moments at the top and bottom of the wall.

Einleitung

Unter Abwägung bauphysikalischer und tragfähigkeitsbezogener Aspekte wird für die konstruktive Ausbildung des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk die in Abb. 1 dargestellte Ausführungsvariante vorgeschlagen [1].

Aus statischen Gesichtspunkten geht mit der stirnseitigen Wärmedämmung effektiv eine rechnerische Querschnittsreduzierung einher. Die Außenwand erfährt auf diese Weise sowohl am Wandkopf als auch -fuß eine planmäßige exzentrische Teilflächenbelastung. Zusätzlich wird die lastabtragende Querschnittsfläche durch die Deckenrotation determiniert, wobei das Kontaktverhalten zwischen Decke und Außenwand als hochgradig nichtlinear einzustufen ist [2]. Aus der Gesamtbetrachtung resultiert demnach eine Interaktion zwischen der einwirkenden Wandnormalkraft, der Deckenrotation bzw. dem Deckeneinspannmoment und den dadurch bedingten Spannungskonzentrationen am Wandkopf- und -fußpunkt.

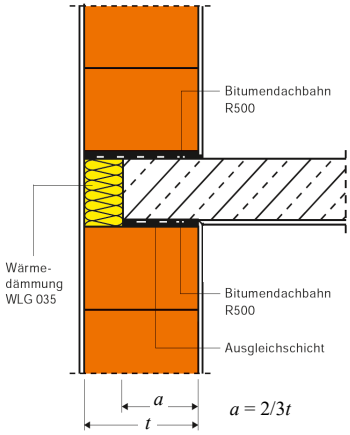


Abb. 1: Vorschlag für die konstruktive Ausbildung des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk, aus [1]

Dementgegen bildet die normative Grundlage zur Berechnung der Schnittgrößen am Außenwand-Decken-Knoten eine vereinfachte linear-elastische Rahmenberechnung nach Anhang C.3 von EN 1996-1-1:2022 in Anlehnung an CROSS-KANI. Die Knotenmomente werden demnach an einem

Rahmenausschnitt mit biegesteifer Knotenausbildung ohne Beachtung der einwirkenden Wandnormalkraft ermittelt. Die Berücksichtigung des nichtlinearen Kontaktverhaltens erfolgt durch eine vereinfachte pauschale Abminderung der entsprechenden Knotenmomente in Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse des Außenwand-Decken-Knotens. Inwiefern dadurch die nichtlinearen Effekte auch bei monolithischem Planziegelmauerwerk abgebildet werden, ist aufgrund der stetig weiterentwickelten Produkte fraglich.

Zielsetzung der Arbeit ist es, die bei monolithischem Planziegelmauerwerk auftretenden Beanspruchungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten realitätsnah zu untersuchen sowie die daraus resultierenden Besonderheiten zu charakterisieren.

Experimentelle und analytische Untersuchungen an Wandprüfkörpern

Aktuell werden im Zuge des Zulassungsverfahrens bei Planhochlochziegeln aufgrund mangels genauerer Erkenntnisse stellenweise sog. doppelt-exzentrische Druckversuche an geschosshohen Wandbauteilen durchgeführt. Mit diesem Prüfverfahren soll nach [3] die Beanspruchungssituation von Mauerwerkswänden unter stark außermittiger Beanspruchung, welche bei weitgespannten und biegeweichen Decken auftreten können, widergespiegelt werden. Demzufolge ist die Last am Wandkopf und -fuß mit einer entgegengesetzten bezogenen Lastausmitten von $e/t = 1/6$ einzuleiten.

In [4] wurde hierfür eine umfangreiche Datenbasis vorhandener zentrischer und doppelt-exzentrischer Druckversuche erstellt und ausgewertet. Um dabei auch die produktabhängigen Besonderheiten der Planhochlochziegel – bedingt durch verschiedene Lochbilder – zu erfassen, beinhaltet die Datenbasis sowohl Planhochlochziegel mit Kleinlochung (PHLz-Kl) als auch Großkammerlochung (PHLz-Gk). In Abb. 2, links sind hierzu mit Kennzeichnung der Streubreite die zentrischen Druckversuche f_m im direkten Vergleich zum zugehörigen doppel-exzentrischen Druckversuch $f_{m,de}$ als Mittelwerte dargestellt. Mit einer mittleren Reduktion der Tragfähigkeit von 41 % werden die durch die doppel-exzentrische Lasteinleitung einhergehenden Effekte offensichtlich.

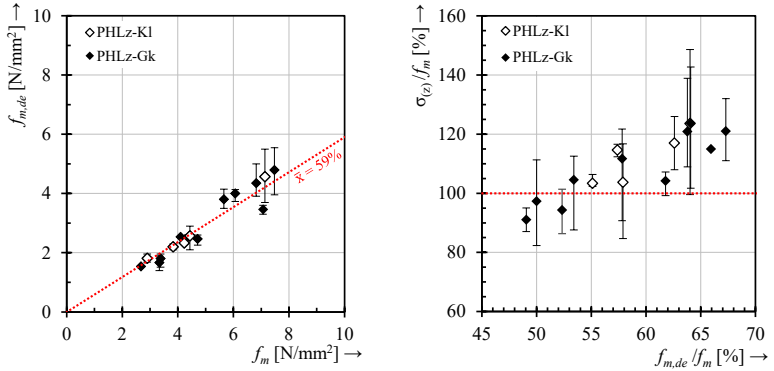


Abb. 2: Vergleich der zentrischen f_m und doppelt-exzentrischen $f_{m,de}$ Druckversuche (links). Vergleich der Randspannungsverhältnisse $\sigma_{(z)}/f_m$ zum doppelt-exzentrischen/zentrischen Verhältniswert $f_{m,de}/f_m$ (rechts), aus [4]

Vergleicht man hingegen die maximalen Randspannungen $\sigma_{(z)}$ unmittelbar im Lasteinleitungsbereich bei zentrischer und exzentrischer Beanspruchung $\sigma_{(z)} / f_m$, können teilweise erhebliche Spannungsumlagerungen festgestellt werden (vgl. Abb. 2, rechts). Hierfür liegt die Annahme zugrunde, dass die exzentrische Randspannung $\sigma_{(z)}$ auf die maximale Spannung bei zentrischer Beanspruchung limitiert ist. Demzufolge werden im Mittel die zentrischen Randspannungen im doppelt-exzentrischen Druckversuch bei Planhochlochziegeln mit Kleinlochung um 113 % bzw. bei Großkammerziegeln um 106 % überschritten.

Des Weiteren ist festzuhalten, dass der doppelt-exzentrische Wanddruckversuch die Beanspruchungssituation bei Außenwänden mit teilaufgelagerten Decken nur unzureichend widerspiegelt. Dies betrifft insbesondere die aus der Teilauflagerung am Wandfußquerschnitt resultierende Unstetigkeit im Spannungs- und Dehnungszustand.

Aus diesem Grund wurden ergänzende Teilflächenbelastungen an halbgeschosshohe Wandprüfkörper (sog. RILEM-Prüfkörper) durchgeführt, welche die Besonderheiten bei teilaufgelagerten Decken berücksichtigen sollen (siehe Abb. 3).

Die experimentellen Versuchsergebnisse sind in Abb. 4 getrennt nach Brutto- und Nettoquerschnittsebene dargestellt. Dabei werden die tatsächlichen Querschnittstragfähigkeiten mit den rechnerischen Tragfähigkeiten auf Basis der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung N_R-M_R bzw.

ΦN_R-ΦM_R sowie dem linear-elastischen (bezogener Ursprungsmodul $k_0 = 1$), quasi-duktilen gemäß einer Parabel 2. Ordnung ($k_0 = 2$) und starr-plastischen ($k_0 \to \infty$) Materialverhalten gegenübergestellt.

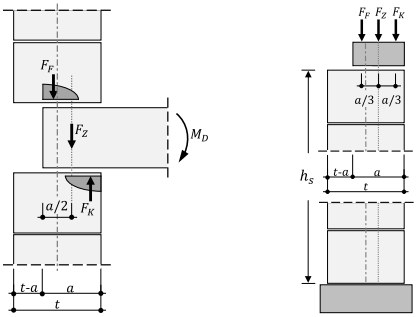


Abb. 3: Belastungssituationen am Außenwand-Decken-Knoten infolge teilaufliegender Decke und daraus abgeleitete Teilflächenbelastungen

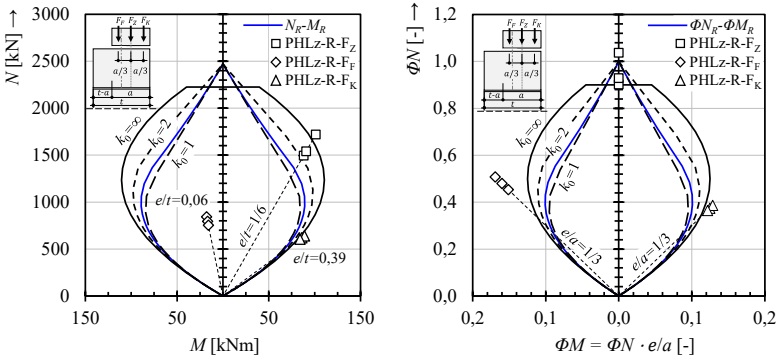


Abb. 4: Vergleich verschiedener Grenzlinien der Querschnittstragfähigkeit mit den experimentellen Versuchsergebnissen (links: Bruttoquerschnittsebne mit t = Wanddicke, rechts: Nettoquerschnittsebene mit a = Auflagertiefe)

Demnach ergeben sich auf Nettoquerschnittsebene bei zentrischer Beanspruchung ($e/a = 0$) im Vergleich zum Spannungsblock ΦN_{pl} unter Berücksichtigung der normativen Mindestausmitte nach EN 1996-1-1:2022 von $e/a = 0{,}05$ eine um 6 % höhere Querschnittstragfähigkeit. Auch bei den exzentrischen Teilflächenbelastungen ist festzustellen, dass unabhängig

der Beanspruchungssituation höhere Querschnittstragfähigkeiten gegenüber der Tragfähigkeit auf Basis des Spannungsblocks ΦN_{pl} erreicht werden.

Versuche am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens

Ziel der experimentellen Untersuchungen am Außenwand-Decken-Knoten war die Erfassung der Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und der sich einstellenden Deckenrotation infolge definierter Deckeneinspannmomente. Im Fokus stand dabei der Einfluss des nichtlinearen Systemverhaltens bei unterschiedlichen Normalkraft-Momenten-Kombinationen bedingt durch das Klaffen der Lagerfugen als auch der Kontaktzone zwischen Decke und Mauerwerk.

Für die experimentelle Untersuchung am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens – bestehend aus zwei halbgeschosshohen Wandprüfkörpern (h = 1,25m) – wurde aus eigenen weiterführenden Überlegungen auf der Basis von [5], [6], [7], [8] und [9] eine innovative Prüfvorrichtung konzipiert (siehe Abb. 5). Die wesentliche Weiterentwicklung stellen dabei die horizontalen Hydraulikzylinder am Wandkopf der oberen halbgeschosshohen Mauerwerkswand dar, mit welcher die Knotenmomente am Wandkopf- und -fußquerschnitt aktiv gesteuert werden können. Andernfalls würde sich das Einspannmoment ausschließlich infolge der vorliegenden Steifigkeitsverhältnisse aufteilen. Die horizontalen Hydraulikzylinder fungieren demnach als eine Art flexible Horizontalfeder, deren Federsteifigkeit und somit die Momentenverteilung am Außenwand-Decken-Knoten aktiv justiert werden kann. Um mit beiden Horizontalzylindern eine gleichmäßige Lasteinleitung zu gewährleisten, wurden diese mit einem Hydraulikverteiler gekoppelt.

Um die Interaktion zwischen einwirkender Wandnormalkraft und der sich einstellenden Deckenrotation eindeutig zu quantifizieren, erfolgte die Lastaufbringung in zwei Lastschritten (siehe Abb. 6). Zunächst wurde im ersten Schritt die Wandnormalkraft ohne Aktivierung der Horizontalzylinder bzw. Horizontalkraft bis zum vorgegebenen Belastungsniveau sukzessive zu gesteigert. Anschließend wurde in einem zweiten Lastschritt die Konsolkraft bis zum Erreichen des vorgegebenen Konsolmoments

eingeleitet. Hierbei war entscheidend, dass parallel dazu die Horizontalkraft zeitsynchron entsprechend der vordefinierten Momentenverteilung gesteigert wurde.

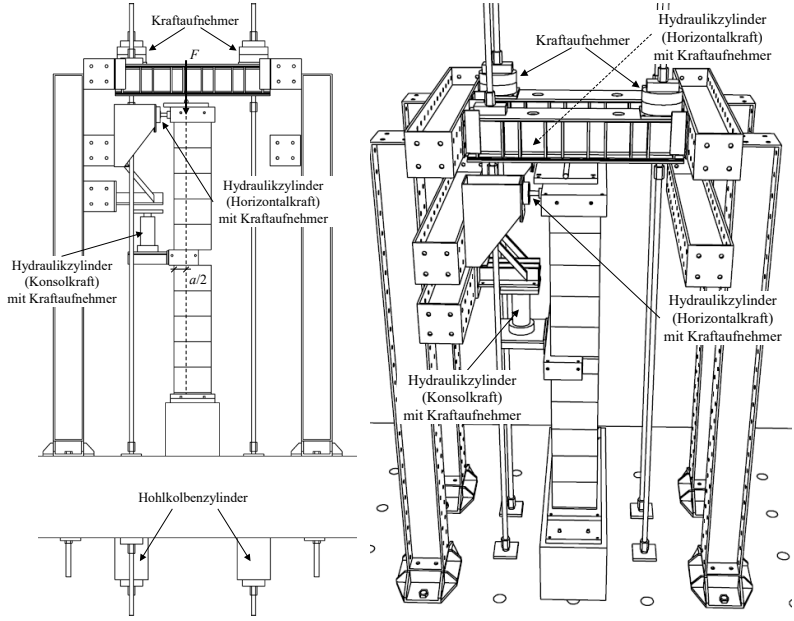


Abb. 5: Prüfstand für den Außenwand-Decken-Knoten an der OTH-Regensburg

Dabei wurde die einwirkende Wandnormalkraft sowie das entsprechende Konsolmoment unter der Prämisse gewählt, dass bezogen auf die Nettoquerschnittsebene zu keinem Zeitpunkt ein *e*/*a*-Verhältniswert von 0,33 überschritten wurde (siehe Abb. 6, rechts). Grund hierfür war, dass sich das Einspannmoment anders als bei einer tatsächlichen Stahlbetondecke, nicht auf Basis des Rotationssteifigkeitsverhältnisses von Mauerwerk zu Stahlbetondecke aufteilt. Somit tritt im Falle lokaler plastischer Verformungen des Mauerwerks – im Bereich der Konsoleinbindung – keine Momentenumlagerung ein, da die Biegebeanspruchung über die Konsolkraft als Absolutwert in den Außenwand-Decken-Knoten eingeleitet wird.

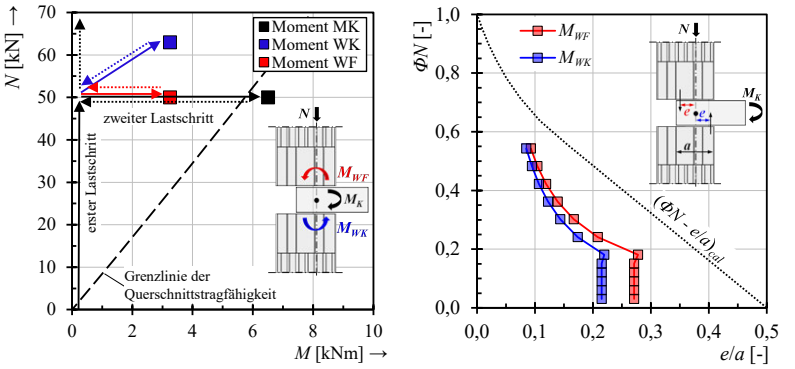


Abb. 6: Ablaufschema der Lastaufbringung (links). Exemplarisches Lastprogramm der Versuchsdurchführung als bezogene Lastausmitte e/a (rechts)

Die Auswertung der Versuchsergebnisse hat gezeigt, dass der dominierende nichtlineare Effekt im Wesentlichen durch das Klaffen der Lagerfugen im Außenwand-Decken-Knoten bedingt ist. Dies wurde durch die stufenweise Erhöhung des Auflastniveaus mit einhergehender Reduktion der Konsolrotation φ_K in den Moment-Rotations-Diagrammen in Abb. 7 deutlich.

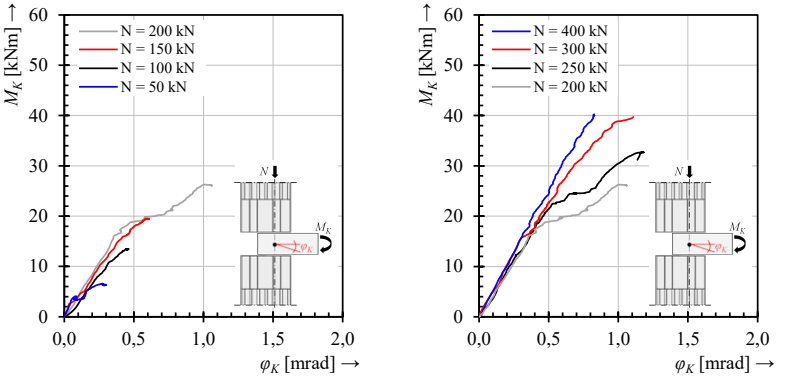


Abb. 7: Experimentelle Moment-Rotations-Diagramme in Abhängigkeit der Wandnormalkraft N und einer Aufteilung des Einspannmoments M_K von jeweils 50 % in Wandfuß- und Wandkopfquerschnitt

Daraus geht deutlich hervor, dass mit steigendem Auflastniveau unabhängig des vorherigen nichtlinearen Systemverhaltens die Proportionalitätsgrenze zwischen Konsolmoment M_K und Konsolrotation φ_K sukzessive gesteigert wird. Für die nachfolgende numerische Analyse ist somit festzuhalten, dass der maßgebende nichtlineare Effekt im Außenwand-Decken-Knoten aus dem Klaffen der Lagerfugen resultiert. Ein vorzeitiges Plastifizieren des Mauerwerks konnte hingegen nicht festgestellt werden.

Numerische Analyse am Gesamtsystem des Außenwand-Decken-Knotens

Im Fokus der Vergleichsanalyse stand der Einfluss der strukturellen Nichtlinearität des Außenwand-Decken-Knotens sowie der einwirkenden Wandnormalkraft, welche im FE-Modell entgegen dem linear-elastischen Rahmenausschnitt nach EN 1996-1-1:2022 Anhang C.3 explizit erfasst werden. Die dafür erforderliche Kalibrierung des Rechenmodells erfolgte auf Basis der experimentellen Versuchsergebnisse.

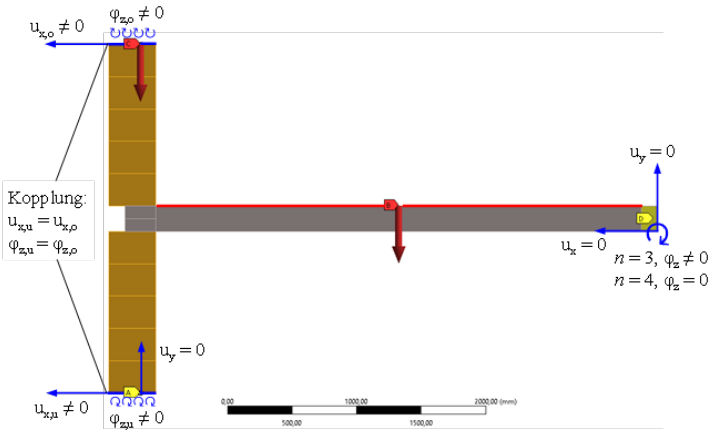


Abb. 8: Rahmenersatzsystem der Parameterstudie als vereinfachtes 2D-Mikromodell mit Angabe der Lagerungsbedingungen und Freiheitsgrade

Das der Parameterstudie zugrunde liegende vereinfachte 2D-Mikromodell entspricht einem Ausschnitt eines regelmäßigen Rahmensystems (siehe

Abb. 8). Damit die Knotenmomente am Rahmenersatzsystem mit jenen am regelmäßigen Rahmensystem berechneten übereinstimmen, müssen die auftretenden Verschiebungen u_x sowie Rotationen φ_z am Wandfuß und Wandkopf des Ersatzsystems gleichgeschaltet werden.

Hierbei stellte sich heraus, dass die aus der teilaufgelagerten Decke resultierenden Besonderheiten nur unzureichend abgebildet werden (siehe Abb. 9). Dies betrifft insbesondere die Feststellung, wonach sich bei $a/t = 2/3$ in der FE-Berechnung am Wandkopf und -fuß mit zunehmendem Auflastniveau die Lastausmitte e asymptotisch der Bruttoquerschnittsachse $t/2$, normativ jedoch der Nettoquerschnittsachse $a/2$ annähert (vgl. Winkelhalbierende in Abb. 9 $(e_u/a)_{FEM} = (e_u/a)_{el}$). Hinsichtlich der Beanspruchungssituation am Wandfuß resultiert aus dem normativen Ansatz bei zunehmendem Auflastniveau eine auf der unsicheren Seite liegende Momentenbeanspruchung. Analog zur Beanspruchung am Wandfuß nähert sich die Lage der Resultierenden auf Querschnittsebene am Wandkopf der Bruttoquerschnittsachse bei $t/2$ an. Folglich ist zu konstatieren, dass mit zunehmender Auflast mehr Querschnittsbreite am Lastabtrag aktiviert als durch die vereinfachte Rahmenberechnung mit der Auflagertiefe a in Rechnung gestellt wird.

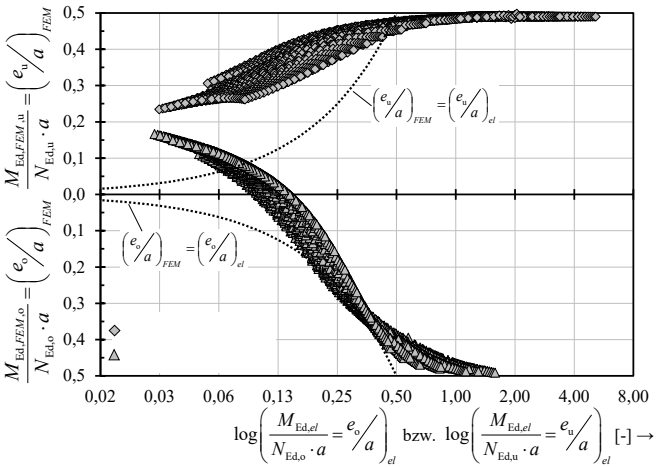


Abb. 9: Vergleich der numerischen und linear-elastischen bezogenen Lastausmitten am Wandkopf und Wandfuß bei Teilauflagerung mit $a/t = 2/3$ ($t = 365$ mm)

Fazit

In Hinblick auf die nichtlinearen Effekte erfolgt in [4] die Entwicklung semi-empirischer Approximationsgleichungen, mit welchen die numerisch ermittelten bezogenen Lastausmitten erstmalig abgeschätzt werden können. Für eine normative Anwendung sind jedoch noch weiterführende Untersuchungen hinsichtlich tatsächlicher Umlagerungskapazitäten insbesondere auf Querschnittsebene am Wandfuß sowie die Weiterentwicklung nichtlinearer Berechnungsansätze zur Schnittgrößenermittlung erforderlich. Hierzu wird in [4] ein Prüfkonzept ausgearbeitet, mit welchem die lochbildabhängigen Effekte und vor allem die daraus resultierende Umlagerungskapazität quantifiziert werden können. In Bezug auf die Beanspruchungssituation am Wandkopf wird hier zudem ein analytischer Berechnungsansatz vorgestellt, mit welchem die experimentell festgestellten Tragfähigkeitsreserven im Zuge der Bemessung angesetzt werden können.

Literatur

[1] Kranzler, T.: Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk. In: Mauerwerk 18, Heft 2, 2014.

[2] Schermer, D.: Schnittgrößenermittlung. In: Rast, Ronald; Graubner, Carl-Alexander (Hrsg.), Mauerwerksbau für Tragwerksplaner: Praxishandbuch, 2016.

[3] Manns, W.; Schneider, H.: Einfluss der doppelt exzentrischen Belastung von Hohlblockstein-Mauerwerk auf die Wandtragfähigkeit. Forschungsbericht Nr. I.3-23252. MPA Baden-Württemberg, 1982.

[4] Schmalz, J.: Beitrag zur Bemessung von monolithischem Planziegelmauerwerk im Außenwand-Decken-Knoten. Dissertation, eingereicht.

[5] Lewicki, B.; Lechman, M.; Szczygielski, A.: A Method of Testing of Floor-Wall Joints. In: CIB W023 - Wall Structures. Proceedings of the 42nd Commission Meeting, Prague, 2005.

[6] Baier, G.: Der Wand-Decken-Knoten im Mauerwerksbau – Verfahren zur realistischen Bestimmung der Lastexzentrizität in den Wänden. Dissertation, 2007.

[7] Jäger, W.; Reichel, S.; Hammer, R.: Analyse des Tragverhaltens von bauphysikalisch optimierten Anschlussdetails einschaliger Wandkonstruktionen – Entwicklung eines passivhaustauglichen monolithischen Ziegelsystems für Österreich. In: Mauerwerk-Kalender 38, 2013.

[8] Reitmayer, C.: Einfluss des Wand-Decken-Knotens auf die Tragfähigkeit und Bemessung von monolithischen Ziegelaußenwänden. Dissertation, 2014.

[9] Reichel, S.: Untersuchungen zum Tragverhalten des thermisch optimierten Anschlusses der teilweise aufliegenden Deckenplatten an monolithische Wandkonstruktionen. Dissertation, 2017.

Massives Können

Hochbau
Konstruktiver Ingenieurbau

Galerie Schorgasttalbrücke

BSR Ingenieure

BPR Dr. Schäpertöns Consult

SRP Schneider + Partner

K+S Ingenieur-Consult

Drei Unternehmen der BSR Ingenieure GmbH

Das LT-Brückenbauverfahren für die schnelle und materialsparende Errichtung von Brücken

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.06

Johann Kollegger, Franz Untermarzoner, Michael Rath

Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger

Studium Bauingenieurwesen an der University of California, Berkley (M.Eng. 1980) und der TU Graz (Diplom 1981)
1982 – 1988 Wissenschaftlicher Assistent an der TU Darmstadt und der Universität Kassel (Promotion 1988)
1988 – 1998 Ingenieubüro Mehlhorn, Philipp Holzmann AG, VSL Vorspanntechnik (Deutschland) GmbH
seit 1998 Ordinarius für Betonbau an der TU Wien

Dipl.-Ing. Franz Untermarzoner

Studium Bauingenieurwesen an der TU Wien (Diplom 2021)
seit 2021 Wissenschaftlicher Assistent an der TU Wien

Dipl.-Ing. Michael Rath

Studium Bauingenieurwesen an der TU Wien (Diplom 2019)

seit 2019 Wissenschaftlicher Assistent an der TU Wien

Eine LT-Brücke besteht aus dünnwandigen Längsträgern mit hohlkastenförmigen Querschnitten, Fahrbahnplattenelementen, die auf den Längsträgern versetzt werden und einer Schicht aus Aufbeton, die auf den Fahrbahnplattenelementen und den Längsträgern aufgebracht wird. Mit der Aufbetonschicht und Anschlussbewehrung werden die Längsträger und die Fahrbahnplattenelemente monolithisch verbunden. Das LT-Brückenbauverfahren wurde für die Herstellung von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken entwickelt. Im Rahmen eines Pilotprojekts erfolgte die Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens im Auftrag der ÖBB Infrastruktur AG beim Bau der Pinkabachbrücke im August und September des Jahres 2022.

An LT-bridge consists of thin-walled longitudinal girders with a box section, deck slab elements, which are placed on top of the longitudinal girders, and a layer of in-situ concrete. The longitudinal girders and the deck slab elements are monolithically joined to each other by reinforcement and the layer of in-situ concrete. The LT-bridge construction method was developed for the erection of multi-span post-tensioned concrete bridges. In the course of a pilot project, the first application of the LT-bridge construction method was realized in the construction of the Pinkabachbrücke in the year 2022.

Einleitung

Das LT-Brückenbauverfahren wurde aufbauend auf den Erfahrungen, die beim Bau von zwei Brücken mit dem Brückenklappverfahren gewonnen wurden, entwickelt. Deshalb wird einleitend kurz über die Erstanwendung des Brückenklappverfahrens beim Bau der Brücken über den Lahnbach und die Lafnitz (siehe Abb. 1) im Südosten Österreichs berichtet.

Die Brücken über den Lahnbach und die Lafnitz wurden in den Jahren 2019 und 2020 errichtet [1]. Die beiden Brücken weisen Längen von 105 m und 116 m auf und sind sehr ähnlich. Jede Brücke weist zwei Richtungsfahrbahnen mit einer Breite von jeweils 14,5 m auf. Für jede Richtungsfahrbahn wurde ein Tragwerk mit einem zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt hergestellt. Die Stege mit einer Regelbreite von 1,0 m und einer vergrößerten Breite von 2,0 m im Bereich der negativen Biegemomente wurden aus dünnwandigen Fertigteilträgern unter Anwendung des Brückenklappverfahrens hergestellt.

Abb.1: Letzter Klappvorgang bei der Brücke über die Lafnitz (Foto: TU Wien)

Die Wandplatten der Fertigteilträger wurden aus 70 mm dicken Elementdecken hergestellt. Die Elementdecken wurden nach dem Erhärten des Betons im Fertigteilwerk auf einer Stahlschalung aufgestellt. Nach dem Verlegen der Bewehrung wurde zwischen den Wandplatten die 120 mm dicke

Bodenplatte aus Beton C40/50 hergestellt. Für die beiden Brücken wurden insgesamt 48 trogförmige Fertigteilträger und 16 Druckstreben mit einem Kastenquerschnitt (Breite 2,0 m, Höhe 1,25 m, Dicke 110 mm) hergestellt.

Die Abb. 1 zeigt den letzten Klappvorgang bei der Brücke über die Lafnitz. Das Absenken der oberen Endpunkte der Brückenträger erfolgte mit Litzenhebern, die auf der Montageplattform an der Spitze des Hilfspfeilers installiert waren. Zur Herstellung der Brücken über den Lahnbach und die Lafnitz waren acht Klappvorgänge erforderlich. Das Absenken der beiden Brückenträger konnte innerhalb von drei bis vier Stunden bewerkstelligt werden.

Mit dem Brückenklappverfahren konnten 72 m eines Steges hergestellt werden. Die Lücken zu den Auflagern wurden mit Einhängeträgern, die auf den Enden der Kragarme aufgelegt wurden, geschlossen. Nach der Montage der Einhängeträger und der Herstellung einer kraftschlüssigen Verbindung mit den Brückenträgern mit Hilfe einer 20 mm dicken Vergussfuge und Vorspannung wurde in die trogförmigen Fertigteilträger ein Füllbeton eingebracht.

In Abb. 1 ist zu erkennen, dass auf der Richtungsfahrbahn zum Anschlussknoten der Autobahn A2 ein Schalwagen zur Herstellung der Fahrbahnplatte auf den beiden Stegen montiert wurde. Die Schalwagenstühle wurden auf dem erhärteten Füllbeton der Stege mit Gewindestangen befestigt. Die Herstellung der Fahrbahnplatte erfolgte ähnlich wie bei einer Stahl-Beton-Verbundbrücke.

Mit der Erstanwendung des Brückenklappverfahrens bei den Brücken über den Lahnbach und die Lafnitz konnte die Funktionsfähigkeit des Verfahrens nachgewiesen werden. Darüber hinaus konnten Kosteneinsparungen im Vergleich zu den ursprünglich geplanten Stahl-Beton-Verbundbrücken lukriert werden [1]. Ein Kostenvergleich zwischen der Variante mit dem Brückenklappverfahren und der Stahl-Beton-Verbundbrücke, der nach der detaillierten Ausarbeitung der Variante für die Überbauten durchgeführt wurde, zeigte ein Einsparungspotential von ca. 25 % für die Errichtung der Spannbetonbrücken mit den Brückenklappverfahren auf. Dieses Einsparungspotential wurde durch das Angebot des Bestbieters bestätigt. Diese Einsparungen wurden vor allem durch die Reduktion der Spannweiten bei der Spannbetonvariante erreicht. Die Druckstreben stützen die Stege und bewirken dadurch eine wesentliche Reduktion der Biegemomente in den

Brücken. Dies zeigt sich auch in einem Vergleich der Höhen der Überbauten. Die Stahl-Beton-Verbundbrücken wurden mit Querschnittshöhen von 4,2 m (Lahnbachbrücke) und 4,6 m (Lafnitzbrücke) geplant, während die Spannbetonbrücken mit einer Querschnittshöhe von nur 2,0 m gebaut werden konnten.

Mit dem Bau der Brücke über den Lahnbach und die Lafnitz konnte gezeigt werden, dass durch den Einsatz von dünnwandigen Fertigteilträgern und durch das Brückenklappverfahren eine schnelle Errichtung der Stege möglich ist. Dagegen war die Herstellung der Fahrbahnplatte mit einem Schalwagen und Abschnittslängen von 15 m wegen des Wochentakts ein zeitaufwändiger Prozess. Deswegen wurden, aufbauend auf den beim Bau der beiden Brücken gewonnen Erfahrungen, weitere Überlegungen zur Entwicklung eines Bauverfahrens mit verkürzter Bauzeit angestellt, über das in den folgenden Abschnitten berichtet wird.

LT-Brückenbauverfahren

Eine LT-Brücke besteht aus dünnwandigen Längsträgern mit hohlkastenförmigen Querschnitten, Fahrbahnplattenelementen, die auf den Längsträgern versetzt werden und einer Schicht aus Aufbeton, die auf den Fahrbahnplattenelementen und den Längsträgern aufgebracht wird. Mit der Aufbetonschicht und Anschlussbewehrung werden die Längsträger und die Fahrbahnplattenelemente monolithisch verbunden. Das LT-Brückenbauverfahren wurde für die Herstellung von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken entwickelt. Eine vereinfachte Darstellung des Bauverfahrens während der Herstellung eines Baubschnitts einer mehrfeldrigen Spannbetonbrücke ist in Abb. 2 dargestellt.

Auf den Pfeilern werden in einem ersten Arbeitsschritt Pfeilersegmente montiert. Im nächsten Arbeitsschritt werden vorgespannte Längsträger in longitudinaler (L) Richtung angeordnet. Die Fahrbahnplattenelemente werden auf den Längsträgern in transversaler (T) Richtung angeordnet. Die Abb. 2 zeigt einen Bauzustand bei dem 4 von 8 Fahrbahnplattenelementen des Baubschnitts verlegt sind.

Das Versetzen der Pfeilersegmente, der Längsträger und der Fahrbahnplattenelemente kann mit Mobilkränen oder bei längeren Brückentragwerken mit einem Versetzgerät erfolgen. Um das Hubgewicht der Längsträger zu

reduzieren, wurden bei dem in der Abb. 2 gezeigten Beispiel die Pfeilersegmente, die wegen der eingebauten Spannliedverankerungen ein großes Gewicht aufweisen, von den Längsträgern abgetrennt und vorab auf den Pfeilern montiert.

In jedem Bauabschnitt sind deshalb für jeden Längsträger zwei Vergussfugen herzustellen. Die Ausführung der Vergussfugen ist mit einer Breite von 20 mm und einem Vergussmörtel, ähnlich wie bei den in der Einleitung beschriebenen Brücken über die Lafnitz und den Lahnbach, vorgesehen. Die Abdichtung der Fugen zwischen den Längsträgern und den Fahrbahnplattenelementen kann mit den in [2] beschriebenen Technologien ausgeführt werden.

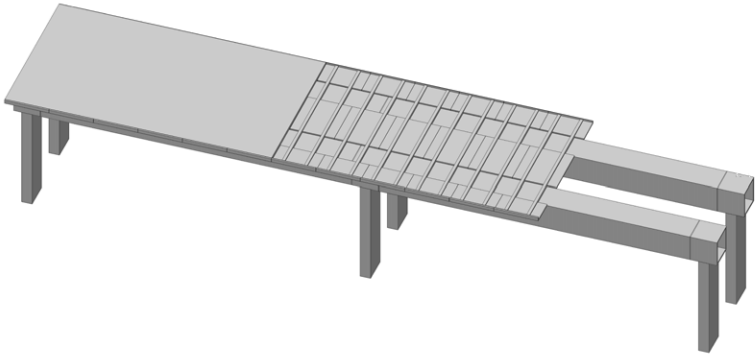


Abb. 2: Herstellung eines Bauabschnitts einer mehrfeldrigen Spannbetonbrücke mit dem LT-Brückenbauverfahren (Zeichnung: TU Wien)

Pilotprojekt Pinkabachbrücke

Im Rahmen eines Pilotprojekts erfolgte die Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens im Auftrag der ÖBB Infrastruktur AG beim Bau der Pinkabachbrücke im August und September des Jahres 2022. Die einfeldrige Rahmenbrücke mit einer lichten Weite von 20,05 m zwischen den Widerlagerwänden zeigt die Abb. 3. Die Spannweite dieser Brücke ist eigentlich zu klein für das neue Bauverfahren. Die geringe lichte Höhe von nur 1,09 m im Inneren des Hohlkastens wurde vom Auftraggeber aber akzep-

tiert, um Erfahrungen mit dem Bauverfahren sammeln zu können. Im Zeitraum von einer fünfwöchigen Gleissperre wurde die bestehende eingleisige Eisenbahnbrücke abgerissen und die neue Brücke, die eine Pfahlfundierung aufweist, hergestellt.

Abb. 3: Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens bei der Pinkabachbrücke (Foto: Fabian Fritz)

Das Einheben der 67 t schweren Längsträgers erfolgte mit zwei Mobilkränen. Das anschließende Versetzen der Fahrbahnplattenelemente zeigt die Abb. 4. Jedes der sechs Fahrbahnplattenelemente wies Grundrissabmessungen von 3,44 m in Längsrichtung und 6,51 m in Querrichtung der Brücke auf. In jedem Fahrbahnplattenelement waren zwei Querbalken angeordnet. Mit den Querbalken konnte das Gewicht der Kragplatten und der Aufbetonschicht aufgenommen und in den Längsträger eingeleitet werden.

Das Einheben des Längsträgers, das Versetzen der Fahrbahnplattenelemente und das Abdichten der Fugen erfolgte innerhalb von einem Arbeitstag. Am nächsten Arbeitstag wurde die Bewehrung in den Rahmenecken und die obere Längsbewehrung verlegt. Am dritten Arbeitstag wurde die Aufbetonschicht im Bereich der Rahmenecken hergestellt. In den ersten Arbeitstunden des vierten Arbeitstages wurde der restliche Teil der Aufbetonschicht eingebracht. Die Herstellung des Rahmenriegels konnte somit in dreieinhalb Tagen abgeschlossen werden. Von der ausführenden Firma konnten die Bauarbeiten und die Verlegearbeiten für das Bahngleis plangemäß innerhalb der fünfwöchigen Sperre der Bahnstrecke durchgeführt werden.

Abb. 4: Einheben eines Fahrbahnplattenelements bei der Pinkabachbrücke (Foto: TU Wien)

Die gute Zusammenarbeit zwischen den Projektbeteiligten (siehe Tab. 1) war entscheidend für die erfolgreiche Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens. Der Erstautor ist den Vertretern der ÖBB Infrastruktur AG (Dipl.-Ing. Heinz Höller, Dipl.-Ing. Thomas Lampl und Dipl.-Ing. Alfred Hüngsberg) für ihr Interesse an dem LT-Brückenbauverfahren und die Initiierung des Pilotprojekts zu großem Dank verpflichtet.

Tab. 1: Projektbeteiligte beim Pilotprojekt Pinkabachbrücke

Auftraggeber	ÖBB-Infrastruktur AG
Entwurf, Bauphasen	TU Wien
Planung	KOB ZT Ges.m.b.H.
Ausführende Firma	LEYRER+GRAF Baugesellschaft m.b.H:
Fertigteile	Rauter Fertigteilbau GmbH

Ausblick

Aufgrund der positiven Erfahrungen bei der Erstanwendung des LT-Brückenbauverfahrens bei dem Pilotprojekt Pinkabachbrücke wurden in der Zwischenzeit die Planungsarbeiten für zwei weitere LT-Brückentragwerke in Österreich beauftragt.

Mit dem LT-Brückenbauverfahren steht für Anwendungen in Deutschland und Österreich eine Alternative zu Ortbetonbrücken zur Verfügung, die sowohl Einsparungen an Bauzeit als auch – wegen der dünnwandigen Längsträger – Einsparrungen bei den Baustoffmassen ermöglicht. Für internationale Anwendungen ist das neue Bauverfahren eine Alternative zur Segmentbauweise (Precast girder erection by launching gantry [3]) und wird bei einer ähnlichen Errichtungsgeschwindigkeit einen Beitrag zu großen Masseneinsparungen leisten.

Literatur

[1] Kollegger, J.; Suza, D.; Proksch-Weilguni, C.; Träger, W. First application of the balanced lowering method to build two bridges in Austria. Struct. Concr. 2022, 23, 1413–1425.

[2] Kollegger, J.; Untermarzoner, F.; Rath, M.: Verfahren zur Herstellung einer Brücke aus Längsträgern und Fahrbahnplattenelementen; Österreichisches Patent AT 526 142; Wien; 2023.

[3] Members of IABSE Working Group No. 6: Bridge Deck Erection Equipment. ICE Publishing, 2018.

SSF Ingenieure

SSF INGENIEURE
BEGEISTERUNG FÜR ENGINEERING

A44, WEHRETALBRÜCKE
Neubau einer Talbrücke über das Wehretal im Zuge des Neubaus der A44 Kassel – Herleshausen mit zweistegigen Spannbetonplattenbalken, integraler Pfeileranbindung und integriertem Rampenbauwerk.

SSF LEISTUNGEN
OP-ING § 43, Lph 2, 3, 6 und 7
TWP-ING § 51, Lph 2, 3 und 6

ssf-ing.de

Zustandsbewertung von Spannbetonbauwerken anhand von in Spannglieder integrierter ortsauflösender Sensoren (smart tendons)

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.07

Christian Gläser

Dr.-Ing. Christian Gläser

1995-2000 Studium Bauingenieurwesen, TU München

2000-2007 Wissenschaftlicher Mitarbeiter und Promotion am Lehrstuhl für Massivbau der TU München

2007-2009 Technischer Betriebsleiter des MPA BAU der TU München

2009-2018: CEO Europe für den Bereich Vorspanntechnik bei DYWIDAG

2018-2020: President Mega Projects bei DYWIDAG

Seit 2020: Chief Technology Officer bei DYWIDAG, seit 2022 President Corporate Development

Für Spannglieder mit nachträglichem Verbund wurde ein Verfahren entwickelt, Glasfasersensoren in die Hohlräume zwischen den Einzeldrähten von Spannstahllitzen einzubringen. Durch Optimierung von Faseraufbau und -geometrie konnte ohne zusätzliche Verklebung eine hervorragende mechanische Verbundwirkung zwischen Faser und Spannstahl hergestellt werden und gute Korrelation mit Referenzdehnungsmessungen nachgewiesen werden. Neben einer ortsauflösenden Dehnungsmessung konnten auch Verpressfehler und Spannstahlbrüche erkannt werden.

For bonded multistrand tendons a method for inserting glass fiber sensors into the cavities between the individual wires of prestressing steel strands was developed. By optimizing the fiber layout and geometry, excellent bond could be achieved between fiber and prestressing steel without additional gluing. Good correlation with reference strain measurements could be demonstrated. In addition to spatially resolved strain measurement, grouting errors and prestressing steel fractures could also be detected.

Motivation und Zielsetzung

Faseroptische Sensoren bieten die Möglichkeit der ortsauflösenden Dehnungsmessung über die gesamte Bauwerkslänge [1]. Für die praxistaugliche Anwendung ist eine robuste und den Bauablauf wenig beeinflussenden Integration der Glasfaserkabel in das Bauteil mit späterer Verbindung zu einem Messgerät wünschenswert. Für Spannbetonbauwerke wurden in einem durch mfund geförderten Forschungsvorhaben verschiedene Applikationsvarianten der faseroptischen Sensoren in Spanngliedern untersucht.

Spannstahllitzen mit integrierten Glasfasersensoren bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund

Der größte Mehrwert für Spannglieder mit integrierten Glasfasersensoren wird bei Spannbetonbauwerken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund gesehen, weil bei diesen Spanngliedern

- die Spanngliedkraft zwischen den Verankerungen infolge örtlicher Spannungszuwächse veränderlich ist und durch den starren Verbund dieser Spannungszuwachs auch Rückschlüsse auf die Spannungsverteilung im Querschnitt zulässt,
- bisher Spannkraftverluste infolge Reibung und Ankerschlupf nur rechnerisch ermittelt werden konnten und mit den beim Spannvorgang gemessenen Gesamtdehnwegen abgeglichen werden konnten,
- die Messung einer Kraft an der Verankerung keinen repräsentativen Aufschluss über mögliche Spannstahldrahtbrüche liefert und
- die Messung der Dehnungen während der Erhärtungsphase des Einpressmörtels Rückschlüsse auf die Verpressqualität liefern kann.

Prinzipiell kann eine Spannstahllitze mit integriertem Glasfasersensor auch für verbundlose Vorspannung, Spannbettvorspannung bzw. bei geotechnischen Ankern eingesetzt werden.

Es wurden verschiedene Lösungsansätze, Glasfaserkabel in Spannglieder zu integrieren und damit in Spannbetonbauwerken ohne Störung des Bauablaufs einzubauen, untersucht. Da lose in das Hüllrohr eingeschobene Glasfasersensoren ein hohes Beschädigungspotenzials während des Litzeneinstoßes bzw. Vorspannens aufweisen, wurde dieser Ansatz schnell verworfen. Außen an den Spannstahllitzen angebrachte Fasersensoren müssen verklebt werden (oder sich alternativ unter einer die Spannstahllitze umgebenden Epoxidharzbeschichtung befinden [2]), um Verbund zwischen den Spannstahllitzen und der Faser sicherzustellen. Da Applikationstechnik sowie ausreichende Alkaliresistenz und Langzeitverhalten des Klebers große Herausforderungen darstellen, aber eine Beschädigung der Faser während des Spannstahleinbaus nicht komplett auszuschließen ist, und eine Epoxidharzbeschichtung [2] in Deutschland nicht üblich ist, wurde eine im Inneren der Litze integrierte Faserapplikation favorisiert.

In Deutschland werden üblicherweise siebendrähtige Spannstahllitzen mit einem Nennquerschnitt von $A_p = 150\ mm^2$ (selten auch noch $A_p = 140 mm^2$) verwendet. Diese Litzen können mit speziellem Gerät geöffnet werden, so dass in den Zwischenraum zwischen Außendraht und Kerndraht dünne Glasfaserkabel appliziert werden können. Die nach Einbringen der Faser wieder verschlossene Litze unterscheidet sich optisch und mechanisch nicht von einer Standardlitze und kann ohne Einschränkungen – sowohl bei Fertigspanngliedern als auch bei Baustellenfertigung der Spannglieder –

verarbeitet werden. Das Einbringen der Fasern im Inneren der Spannglieder ermöglicht es auch, dass die Glasfasersensoren durch die Verankerung hindurchgeführt werden können, ohne dass durch den insbesondere im Bereich der Verankerungskeile auftretendem Querdruck eine Beschädigung der Glasfaser erfolgt.

Der kleberfreie Verbund zwischen Glasfaser und Spannstahllitze wird durch einen geeigneten Faseraufbau und geeignete Fasergeometrie sichergestellt. Die eigentliche Faser, die durch den Forschungspartner Solifos AG des durch mfund geförderten Forschungsprojekt „smart tendon“ bereitgestellt wurde, ist dabei von einer Polyamidschicht umgeben und durch einen Edelstahlmantel geschützt. Dies schützt die Faser insbesondere während der Einbringung in die Zwischenräume der Litze, reduziert aber auch die Empfindlichkeit der Faser gegen einwirkenden Querdruck. Durch geometrische Betrachtungen wurde ein geeigneter Faserdurchmesser von ca. 0,8 mm ausgewählt und in Versuchen auf Eignung überprüft. Bei kleineren Durchmessern konnte die Faser aus der Litze herausgezogen werden (kein Verbund), bei größeren Durchmessern wurde die Faser durch den Querdruck der Nachbardrähte abgeklemmt und lieferte keine verwertbaren Messsignale mehr.

Für die Anschlussmöglichkeit der Glasfaser an eine Ausleseeinheit muss die Faser außerhalb der Spanngliedverankerung freigelegt werden (siehe Abb. 1). Dazu werden die Außendrähte der Litze hinter der Verankerung (im Bereich der später angeordneten Verpresskappe) mit einem Spezialgerät, das eine Beschädigung der Glasfaser ausschließt, abgetrennt.

Abb. 1: In Spannstahllitze integrierte Glasfaser zur Dehnungsmessung

Die Faser wird anschließend terminiert und mit einer Spleißverbindung mit einem Kabel mit Steckverbindung verbunden. Diese Steckverbindung kann in die Verpresskappe integriert sein oder aus dieser mit einer Kabeldurchführung herausgeführt werden, falls die Verpresskappe nach Abschluss der Verpressarbeiten einbetoniert wird. Falls bereits während des Spannvorgangs Messungen gewünscht werden, kann auch außerhalb der Spannpresse temporär ein Anschluss für die Auslesegeräte geschaffen werden. Nach Absetzen der Spannpresse und Abschneiden der Spannstahlüberstände muss dann wie oben beschrieben der finale Anschluss hergestellt werden.

Experimentelle Nachweise der Eignung zur Dehnungsmessung

Die prinzipielle Eignung wurde experimentell im Rahmen eines Arbeitspakets des durch mfund geförderten Projekts „smart tendon“ an der HTWK Leipzig in Kooperation mit der IexB Ingenieurgesellschaft für experimentelle Bauwerksuntersuchung mbH getestet. Dabei wurden zunächst alle vorab beschriebenen Sensoranordnungen (geklebt am Außendraht dem Schlag der Litze folgend, geklebt am Außendraht der Litzenachse folgend, eingebracht im Inneren der Litze) an Einzellitzen ohne Endverankerung im Zugversuch getestet und die gemessenen Werte mit den Messwerten von z.B. induktiven Wegaufnehmern, die an der Litze angebracht waren, verglichen. Alle Versuche belegten gute Übereinstimmung mit der Referenzmessung. Aufgrund der leichteren Applikationstechnik wurde jedoch entschieden, alle weiteren Untersuchungen ausschließlich mit den zwischen die Einzeldrähten eingebrachten Glasfasersensoren durchzuführen.

Im nächsten Schritt wurden Zugversuche an keilverankerten Einzellitzen im zementverpressten Hüllrohr durchgeführt. Die Litzen wurden dazu ins Hüllrohr eingebracht, in einem Rahmen (siehe Abb. 2) vorgespannt und bei ca. 0,6 F_{pk} verankert. Um die sonst bei kurzen Litzenlängen starken Verluste aus Keilschlupf auszugleichen, wurden Tellerfedern unter den Verankerungen montiert.

Abb. 2: Vorspannen der mit Glasfaser versehenen Litzen in einer Rahmenkonstruktion im DYWIDAG Prüflabor Leipzig

Die Hüllrohre wurden anschließend im geneigten Zustand mit Zementmörtel verfüllt (siehe Abb. 3) und im vorgespannten Zustand an die HTWK übergeben. Während des Erhärtens des Einpressmörtels wurden die Dehnungen gemessen und es war möglich, die in einigen Prüfkörper eingebrachten Fehlstellen im Zementmörtel ab ca. 10 cm Länge zu detektieren.

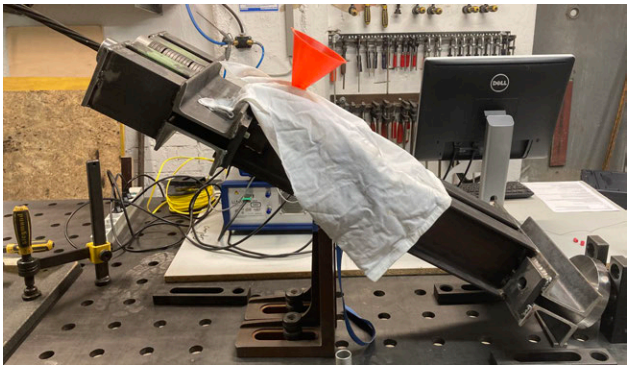


Abb. 3: Verpressen der mit Glasfaser versehenen Einzellitzenspannglieder im DYWIDAG Prüflabor Leipzig

Neben den ohne Imperfektionen hergestellten Prüfkörpern wurden auch Prüfkörper erstellt, bei denen durch Styroporkörper Verpressfehler simuliert wurden oder Litzen mechanisch geschwächt wurden, so dass diese bei weiterer Belastung in der Prüfmaschine versagen. Alle Probekörper wurden an der HTWK bis zum Spannstahlbruch belastet (siehe Abb. 4).

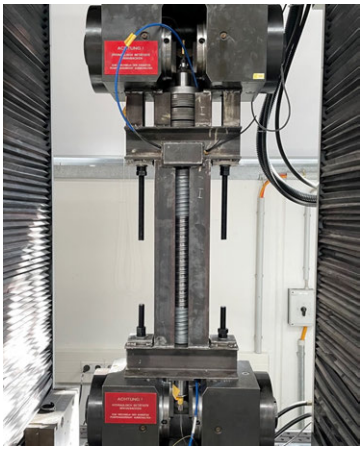


Abb. 4: Zugversuch der mit Glasfaser versehenen Einzellitzenspannglieder an der HTWK Leipzig

Alle Versuchsergebnisse zeichneten sich durch exzellente Korrelation der mittels Faseroptik und herkömmlichen Wegaufnehmern gemessenen Dehnungen. Die bei der Laststeigerung über die Vordehnung erfolgte Rissbildung im Einpressmörtel konnte gut erkannt werden. Drahtbrüche konnten mühelos identifiziert werden. Allerdings war es nicht möglich, das Versagen bzgl. Laststufe und Ort vor Versagen zuverlässig zu prognostizieren.

Im nächsten Schritt des über mfund geförderten Forschungsvorhabens werden nun an der TU Dresden Bauteilversuche durchgeführt, Auswertemethoden durch MKP entwickelt und dann hoffentlich an einem Pilotbauwerk die finale Eignung demonstriert werden können.

Verwertung der Ergebnisse der faseroptischen Messung für die Bewertung des Bauteilzustands

Faseroptische Sensoren unterliegen keiner Alterung. Anders als bei herkömmlichen Sensoren (z.B. Kraftmessdosen) ist von einer lebensdauerübergreifenden Nutzbarkeit auszugehen. Dies ist besonders wichtig, da gerade im fortgeschrittenen Bauwerksalter Veränderungen des Tragverhaltens beobachtet werden sollen.

Aufgrund der derzeit noch hohen Anschaffungskosten für Auslesegeräte ist von einem kontinuierlichen Monitoring nicht auszugehen, was auch bei guter Bauausführung in den ersten Nutzungsjahren eines Bauwerks wenig Information liefern würde. Ohne große Kosten kann bei den Hauptprüfungen nach DIN 1076 [3] ein Auslesegerät angeschlossen werden und die Dehnungen zu diesem Zeitpunkt festgehalten werden und mit den Dehnungen zum Zeitpunkt der Nullmessung (empfehlenswert direkt nach dem Vorspannen) nach erfolgter Temperaturkompensation abgeglichen werden. Die Temperaturmessung kann dabei z.B. mit denselben Fasern und Ausleseeinheiten, die Raman-Anteile des Lichtsignals nutzen, erfolgen.

Die Auswertung der Messsignale kann neben Rückschlüssen auf die aktuelle Spanngliedkraft an einer beliebigen Stelle im Bauwerk auch Informationen über eine Rissbildung, insbesondere in für eine haptische Prüfung nicht zugänglichen Bereichen, liefern. So kann damit z.B. Rissbildung in der Fahrbahnplatte, die ohne Entfernen des Belags bzw. der Bauwerksabdichtung bei einer normalen Brückenhauptprüfung nicht erkennbar ist, detektiert werden, anhand rechnerischer Simulation möglicher Schädigungsmechanismen die Ursache erkannt werden und frühzeitig Instandsetzungsmaßnahmen eingeleitet werden.

Da nur wenige (meistens sogar nur eine oder zwei Litzen) pro Spannglied und auch nicht alle Spannglieder mit faseroptischen Sensoren ausgestattet werden müssen, entstehen nur unwesentliche Mehrkosten während der Bauphase, es können aber bedarfsgerecht während der Lebensdauer wertvolle Informationen zum Tragverhalten und Bauwerkszustand gewonnen werden.

Fazit

Die beschriebene Technologie bietet großes Potential für Neubauten von Spannbetonbrücken, wo bei nur minimaler Steigerung der Herstellkosten ohne Behinderung des Bauablaufs Sensoren integriert werden können, die zu jedem späteren Zeitpunkt während der Nutzungszeit wichtige Informationen liefern können. Die eingebauten Sensoren sind sowohl mit Messgeräten basierend auf der Rayleigh-Rückstreuung des Frequenzspektrums als auch mit Ausleseeinheiten, die Brillouin-Anteile des Lichtsignals nutzen, verwendbar. Mehrere faseroptische Sensoren können mit Multiplexern an die Ausleseeinheiten angeschlossen werden oder durch Verbindung der Faserenden an den dem Messgerät abgewandten Seiten zu Schlaufen verbunden werden. Technische Weiterentwicklungen der Messgeräte sollten mit den eingebauten Fasern uneingeschränkt nutzbar sein. Für Dauermessungen sind geeignete Verfahren zur Datenreduktion zu entwickeln.

Derzeit geplante Pilotanwendungen (z.T. in verwandten Forschungsvorhaben) werden die Praxistauglichkeit beweisen. Eine Verknüpfung mit vorhandenen Bauwerksprüfnormen (DIN 1076 [3], Ri-EBW-Prüf [4] etc.) ist möglich und soll nach erfolgten Praxisversuchen angegangen werden.

Literatur

[1] Samiec, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungs-messung mit sehr hoher Ortsauflösung. In: Photonik 6/2011.

[2] Masashi Oikawa, Shinji Nakaue, Naoki Sogabe, Michio Imai: “SmART Strand” Prestressing Steel Strand with Optical Fiber Sensor for Tension Monitoring. Im Tagungsband des „13th - Japanese-German Bridge Symposium“, 01/2023, Osaka.

[3] DIN 1076: „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung“, 11/1999, Berlin.

[4] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076, Stand 22.02.2017

EY, DU KOMMST HIER NET REIN!

Ihr Partner für den Schutz Ihrer IT-Infrastruktur und für viele weitere IT-Themen.

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

Verstärken von Bestandsbauwerken – ein wichtiger Beitrag zur Nachhaltigkeit

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.08

Jürgen Feix, Johannes Lechner

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix

1981-86 Studium Bauingenieurwesen, TU München
1986-87 Mitarbeiter im Konstruktionsbüro der Hauptverwaltung der Dyckerhoff und Widmann AG (Abteilung Brückenbau)
1987-94 Assistent am Lehrstuhl für Massivbau der TU München, Promotion 1994
1994-99 Partner im Ingenieurbüro Büchting, Streit, Feix, München
1999-10 Geschäftsführender Gesellschafter der CBP Cronauer Beratung Planung GmbH
seit 2011 Geschäftsführender Gesellschafter der Prof. Feix Ingenieure GmbH, München
seit 2003 Universitätsprofessor für Massivbau und Brückenbau, Universität Innsbruck

Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Lechner

2007-13 Studium Bauingenieurwesen, Universität Innsbruck
2013-17 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau, Universität Innsbruck, Promotion 2017
seit 2017 Mitarbeiter der Prof. Feix Ingenieure GmbH, München
seit 2022 Prokurist der Prof. Feix Ingenieure GmbH, München

Durch Nutzungsänderungen und Lasterhöhungen weisen viele Tragwerke im Zuge von Nachrechnungen deutliche Tragfähigkeitsdefizite auf. Dies gilt insbesondere für Brückentragwerke, bei welchen sich durch das massiv gestiegene Verkehrsaufkommen, aber auch durch Normenänderungen häufig Bewehrungsdefizite ergeben. Da ein Großteil der Brückeninfrastruktur Deutschlands vor 40 bis 60 Jahren erbaut wurde, wäre eine Erneuerung dieser Bauwerke nicht nur mit einem enormen ökonomischen volkswirtschaftlichen Aufwand verbunden, sondern hätte auch ökologisch weitreichende Folgen wie zum Beispiel hinsichtlich der CO_2 Emissionen durch den Umleitungsverkehr. Der folgende Beitrag soll anhand von zwei ausgeführten Beispielen und damit verbundenen Untersuchungen die positiven Umwelt-Aspekte der Tragwerksverstärkung gegenüber Ersatzneubauten zeigen.

Due to changes in use and load increases, many load-bearing structures show significant load-bearing capacity deficits in the course of recalculations. This applies in particular to bridge structures, where reinforcement deficits frequently arise due to the massive increase in traffic volume, but also due to changes in the assessment standards. Since a large part of Germany's bridge infrastructure was built 40 to 60 years ago, renewal of these structures would not only lead to enormous economic costs, but would also have far-reaching ecological consequences, for example with regard to CO_2 emissions from the diversion traffic. The following article is intended to show the positive environmental aspects of strengthening the structures in comparison to replacement constructions on the basis of two examples carried out and associated ecological studies.

Einleitung

Ein Großteil der Brückentragwerke in Mitteleuropa wurde in den Jahren zwischen 1960 und 1980 errichtet. Vor dem Hintergrund, dass 87% der Brücken im Bundesfernstraßen-Netzwerk in Betonbauweise (Stahlbeton und Spannbeton) errichtet wurden und sich seit dem Errichtungszeitraum die Nachweisführung der Tragfähigkeitsnachweise teilweise deutlich geändert haben, ergeben sich häufig wesentliche Tragfähigkeitsdefizite im Zuge der Nachrechnung, wie Untersuchungen (z.B. [1], [2]) zeigen.

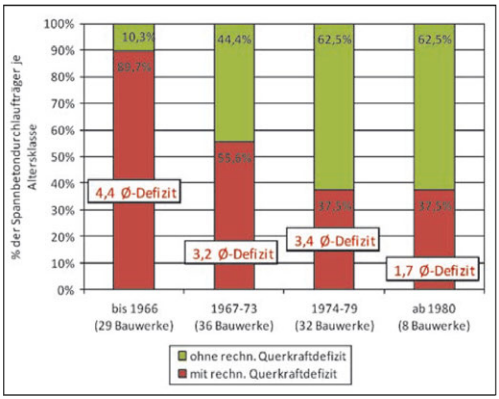


Abb. 1: Auswertung von 105 nachgerechneten Spannbetonbrücken hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit bezogen auf das Brückenalter, aus [1]

Eine statistische Auswertung von mehreren Tragwerksnachrechnungen in [1] zeigt, dass ein wesentlicher Anteil der Brückentragwerke deutliche Defizite aufweist. Exemplarisch ist in Abbildung 1 das Defizit der Querkrafttragfähigkeit für Bauwerke verschiedenen Alters dargestellt. Hier zeigt sich, dass der Anteil der Bauwerke mit Defizit bei einem Errichtungszeitraum vor 1974 deutlich größer ausfällt. Dies lässt sich zum einen auf die geänderte Normung und die darin enthaltenen Bemessungsregeln zurückführen.

Andererseits haben sich seit dem Errichtungszeitraum auch die Verkehrseinwirkungen insbesondere auch das Schwerverkehrsaufkommen auf den Bundesfernstraßen deutlich gesteigert (vgl. [3]). Um dieser Entwicklung zu entsprechen wurden auch die normativen Berechnungslasten in den letzten

Jahrzehnten kontinuierlich angepasst und erhöht, was ebenfalls zu rechnerischen Defiziten bei der Brückennachrechnung führen kann, wie in [4] gezeigt wird.

Das gesamte Anlagevermögen der deutschen Infrastrukturbauwerke im Bundesfernstraßennetz kann mit etwa 45 Mrd. Euro abgeschätzt werden (Stand 2010, vgl. [5]). Ein Austausch der Bauwerke mit rechnerischen Defiziten würde entsprechend zu massiven volkswirtschaftlichen Kosten führen. Neben dem ökonomischen Gründen sprechen aber auch die ökologischen Aspekte für einen Verbleib der vorhandenen Tragwerke im Verkehrsnetz. Ein Abbruch und Ersatzneubau würde zum einen zu deponierendes Abbruchmaterial erzeugen, aber auch einen massiven CO_2-Austoß infolge des Materialeinsatzes für den Neubau verursachen. Wobei der größte Anteil der CO_2-Emissionen auf den Ausweich- und Umleitungsverkehr zurückzuführen ist, wie nachfolgend noch gezeigt wird.

Aus diesen Gründen wird in den letzten Jahren am Arbeitsbereich für Massivbau und Brückenbau der Universität Innsbruck an Verstärkungsmethoden mit folgenden Schwerpunkten geforscht:

- Schneller und einfacher Einbau der Verstärkung
- Geringer Materialeinsatz für die Verstärkung

Durch einen schnellen Einbau können etwaige Sperrzeiten des Tragwerks vermieden oder deutlich reduziert werden, was sich nachhaltig auf die Emissionen des Verkehrs auswirkt. Durch geringen Materialaufwand können andererseits die Emissionen bei der Erzeugung der Baumaterialien reduziert werden. Die neuen Verstärkungsmethoden wurden in den letzten Jahren bereits mehrfach in der Praxis angewandt und begleitende Untersuchungen zur Nachhaltigkeit der neuen Verfahren durchgeführt.

Praxisbeispiel Eisenbahnbrücke

Für eine Eisenbahnüberführung über eine Bundesautobahn konnte im Zuge einer Nachrechnung nach der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion kein Ankündigungsverhalten durch Riss vor Bruch nachgewiesen werden. Die verbleibende Restlebensdauer musst daher mit 0 Jahren eingestuft werden. Um das Tragwerk weiterhin im Betrieb halten zu können, wurde durch die Prof. Feix Ingenieure GmbH eine Verstärkung geplant, die auf dem Einsatz von Betonschrauben als nachträgliche Bewehrung aufbaut

(vgl. auch [6]). Dazu wurden zum einen Stahllamellen als externe Biegezugbewehrung an den Außenseiten des Hohlkastenquerschnitts mittels Betonschrauben angebracht. Andererseits wurden Betonschrauben mit einer Länge von 1,20 m durch den Hohlkasten gebohrt, um eine nachträgliche Querkraftbewehrung zu erhalten, wie die Abbildung 2 zeigt.

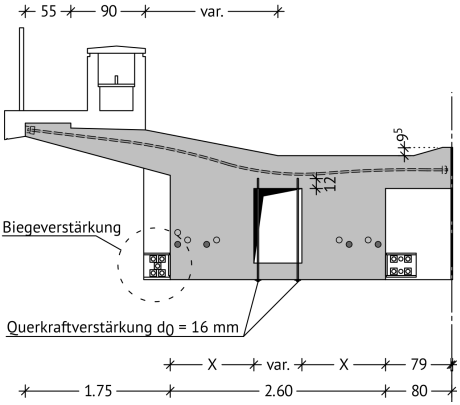


Abb. 2: Nachträgliche Biegezugverstärkung mit Stahllamellen als externe Bewehrung und Querkraftverstärkung mit Betonschrauben, Planauszug Prof. Feix Ingenieure GmbH

Durch den abschnittsweisen Einbau der Biegeverstärkung und den Einbau der Querkraftverstärkung ausschließlich von der Brückenunterseite, konnte eine Sperre des Bahnverkehrs auf dem Tragwerk gänzlich vermieden werden. Der Autobahnverkehr unter dem Tragwerk konnte durch Sperren einzelner Fahrspuren auch ohne wesentliche Beeinträchtigung aufrechterhalten werden.

Im Zuge der Planung und Umsetzung dieser Verstärkung wurde eine Lebenszyklusanalyse [7] für die Maßnahme durchgeführt, in der ein Ersatzneubau mit der durchgeführten Verstärkung gegenübergestellt wurde. Abbildung 3 zeigt die Ergebnisse dieser Analyse und vergleicht die Umweltauswirkungen der Verstärkung mit einem Ersatzneubau und den Auswirkungen der Verkehrsumleitung infolge der Sperre des Tragwerks und der Autobahn unterhalb davon. Es zeigt sich dabei, dass bei einem Tag

Verkehrssperre die Verstärkung in etwa die Hälfte der schädlichen Umwelteinflüsse erzeugt, während ein Ersatzneubau den 1,55 bis 2,4fachen Einfluss hat.

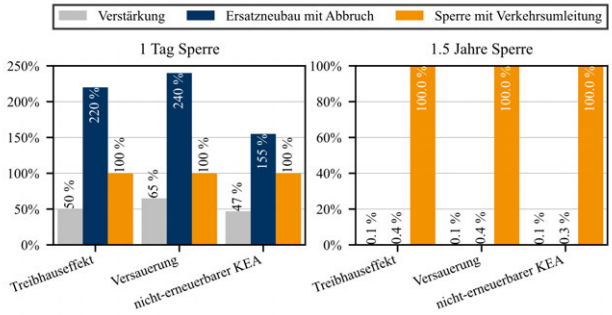


Abb. 3: Vergleich der Umweltauswirkungen der durchgeführten Verstärkungsmaßnahme mit einem Ersatzneubau und den Auswirkungen aus Umleitungsverkehr für einen Tag Verkehrssperre und 1,5 Jahre Verkehrssperre

Berechnet man diese Anteile jedoch auf einen Zeitraum von 1,5 Jahre, was für einen Ersatzneubau mindestens erforderlich wäre, so zeigt sich, dass die Anteile des Ersatzneubaus und der Verstärkung gegenüber dem Umleitungsverkehr verschwindend gering werden. Eine Verstärkung unter Aufrechterhaltung des Verkehrs mit kurzen Bauzeiten ist hat somit einen massiven positiven Einfluss auf die negativen Umwelteinflüsse.

Praxisbeispiel Straßenbrücke

Im österreichischen Bundesland Vorarlberg wurde in den letzten zwei Jahren eine bestehende dreifeldrige Straßenbrücke nachgerechnet und verstärkt. Das Tragwerk hatte aufgrund seiner stark gekrümmten Lage im Grundriss und der Konstruktion als vierstegiger Plattenbalken in den Randfeldern deutliche Defizite hinsichtlich der Torsions- und Querkraftbewehrung und auch schon ein ausgeprägtes Schubrissbild in den Stegen.

Als Verstärkung wurde eine zusätzliche Betonschicht mit textiler Bewehrung geplant, wobei ein gesticktes Carbontextil verwendet wurde, welches an der Universität Innsbruck entwickelt wurde (vgl. [8]). Diese Beweh-

rungsmatten kann infolge der Herstellung mittels Stickens an das zu verstärkende Tragwerk optimiert gefertigt werden. Durch die damit erzielte sehr geringe Schichtdicke der zusätzlichen Betonschicht war es möglich, deutliche Material- und Gewichtsersparnisse gegenüber einer herkömmlich bewehrten Querschnittsergänzung zu erzielen.

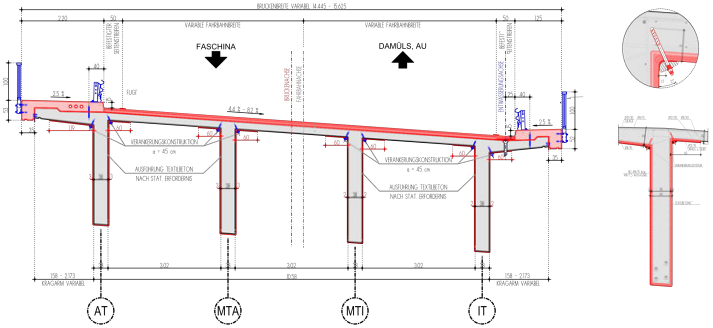


Abb. 4: Verstärkung der Stege der Brücke mittels Textilbeton und Verankerung mit Betonschrauben in der Fahrbahnplatte, Planauszug Prof. Feix Ingenieure GmbH

Im Zuge der Arbeit [9] wurde für dieses Bauvorhaben eine Ökobilanzierung durchgeführt und mehrere Varianten der Textilbetonverstärkung und einer konventionellen Verstärkung miteinander verglichen.

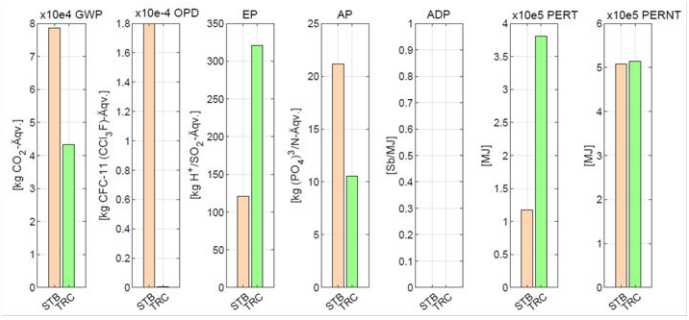


Abb. 5: Vergleich einer konventionellen Verstärkung mit einer Stahlbetonschicht (STB) und einer Verstärkung mit Carbonbeton (TRC) hinsichtlich des globalen Treibhauspotentials (GWP), des Abbaupotentials der Oztonschicht (OPD), des Eutrophierungspotentials (EP), der Versauerung (AP), des erneuerbaren Primärenergiebedarfs (PERT) und des nicht-erneuerbaren Energiebedarfs (PERNT), aus [9]

Abbildung 5 zeigt den Vergleich einer Verstärkung mittels Aufbetonschicht unter der Verwendung von konventionellen Bewehrungsstahl (STB). Dabei wird von einer Schichtdicke von 10 cm ausgegangen. Dem gegenübergestellt wird eine textilbewehrte Aufbetonschicht (TRC) mit einer Schichtdicke von 3 cm. Für beide Varianten wird in diesem Vergleich von einer Nutzungsdauer von 30 Jahren ausgegangen und es werden die Transportwege der Materialien zur Baustelle vom Herstellungsort im Vergleich berücksichtigt.

Es zeigt sich, dass es bei einer Verstärkung mit Textilbeton aufgrund der deutlich geringen Schichtdicken zu einer Reduzierung des Treibhauspotentials (GWP) von bis zu 45% kommt. Ähnlich große Einsparungen ergeben sich beim Versauerungspotential. Hingegen ist eine Verstärkung mit Carbonbeton mit einem höheren Energiebedarf (PERT) verbunden, wie der Vergleich in Abbildung 5 zeigt. Geht man jedoch davon aus, dass bei Verwendung von Carbonbeton aufgrund der nicht vorhandenen Korrosionsgefahr eine längere Nutzungsdauer der Verstärkung möglich ist, ergibt sich bei der etwa doppelten Nutzungsdauer der Textilbetonverstärkung auch ein geringerer Bedarf an nicht erneuerbarer Energie (PERNT), wie in [9] gezeigt wird.

Fazit

Verstärkungsmaßnahmen, die schnell und unter laufendem Verkehr eingebaut werden können vermeiden Sperren der zu verstärkenden Tragwerke. An der Universität Innsbruck wurden daher die Verstärkung mit Betonschrauben als nachträgliche Schubbewehrung , sowie die Verstärkung mittels gestickter Textilbewehrung aus Carbon entwickelt.

Im Zuge von Pilotprojekten mit den neuen Verstärkungsmethoden konnten die positiven Einflüsse von Tragwerksverstärkungen auf negative Umwelteinflüsse nachgewiesen werden. Durch die Aufrechterhaltung der Nutzung einer Brücke konnte das massive Einsparungspotential infolge des vermiedenen Umleitungsverkehrs gezeigt werden. Andererseits konnte durch den optimierten Materialeinsatz mit der neuen Verstärkungsmethode der positive Einfluss auf das Treibhauspotential nachgewiesen werden. Optimierte Tragwerksverstärkungen gegenüber konventionellen Methoden oder Ersatzneubauten stellen daher einen wesentlichen Beitrag zur Nachhaltigkeit dar.

Literatur

[1] O. Fischer, T. Lechner, M. Wild, A. Müller, und K. Kessner, Nachrechnung von Betonbrücken-Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke, Heft B 124. Bergisch Gladbach: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, 2016.

[2] P. Huber, A. Schweighofer, J. Kollegger, H. Brunner, und W. Karigl, „Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010“, Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 107, Nr. 7, S. 451–462, Juli 2012.

[3] A. Fitschen und H. Nordmann, „Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2015“, Bergisch Gladbach, 2018.

[4] R. Maurer, A. Arnold, und M. Müller, „Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2 / NA bei Betonbrücken“, Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 106, Nr. 2011, S. 747–759, 2011.

[5] P. Haardt, „Vom schadensbasierten zum zuverlässigkeitsorientierten Erhaltungsmanagement für Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen“, in Sicherstellung der Nutzungsfähigkeit von Bauwerken mit Hilfe innovativer Bauwerksüberwachung, 2010, S. 11–16.

[6] J. Feix, J. Lechner, M. Spiegl, und R. Walkner, „Nachhaltige Bauwerksverstärkung mit Betonschrauben“, in Beton Kalender 2021, John Wiley & Sons, Ltd, 2021, S. 953–1005.

[7] F. Gschösser, R. Schneider, A. Tautschnig, und J. Feix, „Retrofitting Measure vs. Replacement - LCA Study for a Railway Bridge“, in Sustainable Built Environment (SBE) Regional Conference Zurich 2016., 2016, S. 472–477.

[8] J. Konzilia u. a., „Embroidered Carbon Reinforcement for Concrete“, Buildings, Bd. 13, Nr. 9, S. 2293, 2023.

[9] J. Wachter, „Textilbetonverstärkung im Brückenbau - Qualitätsbegleitung einer Bauausführung und Nachhaltigkeitspotentiale“, Universität Innsbruck, 2023.

NUR NOCH KAFFEE HÄLT DICH WACH?

#JoinKB

SPANNENDERE JOBS GIBT ES BEI UNS!

www.kb-ke.de

Konstruktionsgruppe Bauen

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

Einfluss von Erschütterungen auf jungen Beton – Sprengungen im Tunnelbau, Rammarbeiten und Laborversuche

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.09

Felix Wenker, Dietmar Mähner, Oliver Fischer

Felix Wenker M.Sc.

2013-2016 Studium Bauingenieurwesen, FH Münster, Abschluss: B.Eng.

2016-2019 Studium Bauingenieurwesen, FH Münster, Abschluss: M.Sc.

seit 2017 Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für unterirdisches Bauen, FH Münster

seit 2022 Ingenieur in der Baustoffprüfstelle der Roxeler Ingenieurgesellschaft mbH

Prof. Dr.-Ing. Dietmar Mähner

1990-1994 Studium Bauingenieurwesen, FH Münster, Abschluss: Dipl.-Ing. (FH)

1994-1997 Ergänzungsstudiengang Bauingenieurwesen, Ruhr-Universität Bochum (RUB), Abschluss: Dipl.-Ing.

2002 Promotion zum Dr.-Ing. an der RUB

2004 Professur FH Münster

seit 2006 ö. b. u. v. Sachverständiger für Tunnelbau und Stahlbetonhochbau

seit 2010 EBA-Prüfsachverständiger

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 Prüfingenieur und EBA-Prüfer

Der vorliegende Beitrag behandelt Untersuchungen zum Einfluss von Erschütterungen auf jungen Beton. Zu diesen zählen Laborversuche, bei denen sinusförmige Schwingungen über einen Shaker simuliert wurden. Des Weiteren wurden auch Feldversuche auf verschiedenen Baustellen durchgeführt, bei denen junger Beton durch Sprengvortrieb, die Herstellung eines Frankipfahles NG® sowie durch das Einvibrieren einer Spundbohle erschüttert und die dabei einwirkenden Schwingungen aufgezeichnet wurden. Das Ergebnis dieser Untersuchungen war, dass der junge Beton im Allgemeinen nicht signifikant durch die Erschütterungen beeinflusst wurde und durch eine frühzeitige Erschütterung sogar Festigkeitssteigerungen generiert werden konnten.

This article deals with investigations on the influence of vibrations on young concrete. These include laboratory tests in which sinusoidal vibrations were simulated using a shaker. In addition, field tests were carried out on various construction sites, in which young concrete was vibrated by blasting, the construction of an Franki pile NG® and the vibration of a sheet pile, whereby the resulting vibrations were recorded. The result of these investigations was that the young concrete was generally not significantly affected by the vibrations and that early vibrations could even generate strength increases.

Einleitung

Im Bauwesen treten in verschiedenen Kontexten Erschütterungen auf: Hierzu zählen im Hochbau Verdichtungs- und Abbrucharbeiten, im Tiefbau Rammarbeiten und Verkehr sowie im Tunnelbau Erschütterungen durch den maschinellen Schildvortrieb und Sprengvortrieb. Dabei wirken diese Erschütterungen oftmals auf bereits eingebauten, aber noch nicht erhärteten – den sogenannten jungen – Beton ein.

Obwohl der Einfluss von Erschütterungen auf den jungen Beton seit über 100 Jahren erforscht wird, ist dieser in Deutschland bislang normativ noch nicht eindeutig geregelt. In DIN 4150-3 [1] gibt es für unterschiedliche Gebäudetypen und deren Bauteile Anhaltswerte für maximale Schwinggeschwindigkeiten, die bei kurzzeitigen Erschütterungen nicht überschritten werden sollten. Es sind jedoch keine expliziten Regelungen für jungen Beton vorhanden. Eine Zusammenstellung von maximalen Schwinggeschwindigkeiten, welche auf jungen Beton in verschiedenen anderen Ländern (z. B. China) einwirken dürfen, ist in [2] enthalten.

Im Allgemeinen wird der junge Beton wird durch Erschütterungen nicht geschädigt, solange sich dieser noch plastisch verformen kann; hier findet vielmehr eine Nachverdichtung statt. Bei dem weiteren Erhärten des Betons können durch Schwingungen Zug- und Scherbeanspruchungen generiert werden, die Risse und Lockerungen des Betongefüges hervorrufen. Diese Phase wird kritischer Zeitraum genannt [3].

In der Fachliteratur gibt es trotz einer Vielzahl an bisherigen Untersuchungen noch keine allgemeingültigen Aussagen über die Wirkung von Erschütterungen auf jungen Beton. Daher war das Ziel dieser Untersuchungen, durch systematische Untersuchungen den Einfluss von verschiedenen Schwingungsparametern auf den jungen Beton zu bestimmen.

Laborversuche

Die Erschütterungen wurden im Labor durch einen Shaker (V721 M8-CE) von Brüel & Kjær simuliert und die Schwingbeschleunigung währenddessen mit Beschleunigungssensoren (Typ 4507 B002, Fa. Brüel & Kjær) gemessen. Der dabei verwendete Versuchsaufbau ist in Abb. 1 dargestellt.

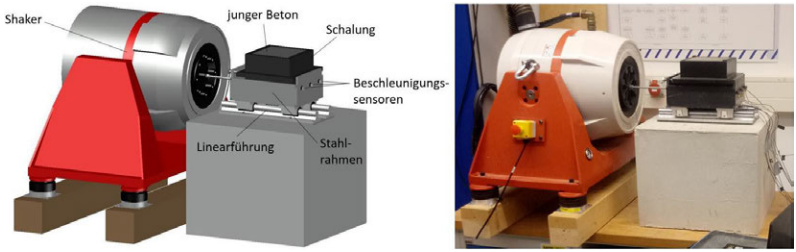


Abb. 1: Versuchsaufbau (schematische Zeichnung und Foto)

Da kein Schwingungsregler verwendet wurde, konnte nur die Frequenz eingestellt werden und die Schwingungsintensität wurde indirekt über die Messung der Beschleunigung und einen Verstärker manuell geregelt. Aufgrund der sinusförmigen Erschütterungseinwirkung konnten die einzelnen Schwingungsparameter dabei wie folgt berechnet werden [4]:

$$v = A \cdot \omega = A \cdot 2\pi f \tag{1}$$

$$a = -A \cdot \omega^2 = -A \cdot 4\pi^2 f^2 \tag{2}$$

mit:
- A: Amplitude [m]
- ω: Kreisfrequenz [1/s]
- f: Frequenz [Hz]
- v: Schwinggeschwindigkeit [m/s]
- a: Schwingbeschleunigung [m/s²]

Aufgrund der Multikollinearität wurden die Schwingungsparameter so gewählt, dass jeweils ein Faktor pro Versuchsreihe konstant war um diesen als Einflussfaktor auszuschließen. Eine Zusammenfassung der verschiedenen Schwingungsparameter der Versuchsreihen ist in Tab. 1 enthalten:

Tab. 1: Zusammenfassung der aufgebrachten Schwingungsparameter

Versuchs-reihen	**f [Hz]**	**A [mm]**	**v [mm/s]**	**a [m/s²]**
1.1 – 1.5	20	0,10 - 1,59	12,5 - 200	1,6 - 25,1
2.1 – 2.5	7,07 - 56,57	0,40	17,7 - 141,4	0,8 - 50,3
3.1 – 3.5	5 - 80	0,1 - 1,59	50	1,6 - 25,1
4.1 – 4.5	7,07 - 56,57	0,05 - 3,18	17,7 - 141,4	6,3

Jede Versuchsreihe besteht wiederum aus zwei Probenreihen, bei welchen alle 14 Betonwürfel jeweils aus derselben Betoncharge hergestellt wurden. Bei der Prüfung der Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-3:2009-07 [5] wurden dann bei der jeweils ersten Probenreihe die Betonwürfel in Richtung der Erschütterung und bei der jeweils zweiten Probenreihe die Betonwürfel quer zur Erschütterungsrichtung belastet.

Bei der Betonage wurden die Würfelformen erst zufällig befüllt und dann 30 s auf einem Rütteltisch verdichtet. Anschließend wurden die Betonwürfel in einen klimatisierten Raum mit 20 °C transportiert, in welchem nach 4, 6, 8, 10, 12 und 14 Stunden zwei Betonproben nacheinander jeweils 5 min mit den ausgewählten Schwingungsparametern (Tab. 1) erschüttert wurden. Pro Probenreihe wurden zwei Betonwürfel nicht erschüttert und als Referenz verwendet.

Für diese Versuche wurde ein Portlandzement (CEM I 42,5 N) verwendet, der Beton wies den w/z-Wert 0,50 und annähernd die Sieblinie B16 auf. Hieraus ergab sich ein Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit einer mittleren Druckfestigkeit von etwa 50,9 N/mm². Die Ergebnisse der Laborversuche sind in Abb. 2 dargestellt.

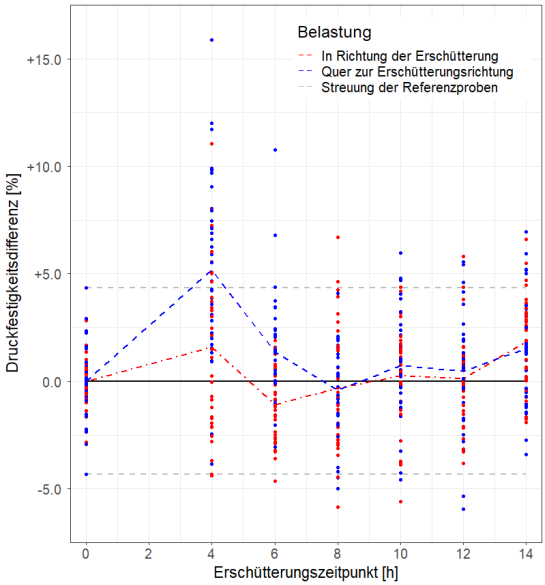


Abb. 2: Ergebnisse der Laborversuche

Hier zeigte sich, dass der Großteil der Messwerte innerhalb der Streuung der Referenzproben liegt. Eine Ausnahme davon bildet der Erschütterungszeitpunkt 4 h, bei dem Festigkeitssteigerungen auftraten, welche abhängig von der Richtung der Erschütterung waren. Nach 6 und 8 h sind im Mittel z. T. etwas verringerte Festigkeiten vorhanden und ab dem Erschütterungszeitpunkt 10 h weisen die Erschütterungen generell keinen Einfluss auf den untersuchten Beton auf.

Die Abhängigkeit zwischen der Festigkeitssteigerung und der Erschütterungsrichtung zeigte sich ebenfalls durch eine optische Veränderung des Betongefüges. Eine statistische Auswertung ergab dabei, dass die Wirkung der Erschütterung nicht auf einen einzelnen Schwingungsparameter reduziert werden kann, sondern mehrere Faktoren einen Einfluss auf die Festigkeitssteigerung aufweisen.

Um die Ursache dieser Festigkeitssteigerungen zu untersuchen, wurden an der TU München an erschütterten Proben sowie Referenzproben thermogravimetrische Analysen (TGA), Röntgendiffraktometrien (XRD) und Kernspinresonanzspektroskopien (^{29}Si MAS NMR) durchgeführt. Diese Untersuchungen deuten darauf hin, dass durch die Erschütterung nach 4 h nicht mehr Zement hydratisiert ist und es sich wahrscheinlich überwiegend um eine physikalische Nachverdichtung handelt. Weitergehende Informationen zur Versuchsdurchführung und den Untersuchungsergebnissen sind in [4] enthalten.

Feldversuche

Bei den Feldversuchen wurde zu verschiedenen Zeitpunkten Beton mit derselben Betonrezeptur wie in den Laborversuchen hergestellt, welcher anschließend verschiedenen baupraktischen Erschütterungsarten ausgesetzt wurde. Hierbei handelt es sich um:

- Erschütterungen durch Sprengvortrieb beim Tunnel Alberberg
- Erschütterungen durch die Herstellung eines Frankipfahls NG®
- Erschütterungen durch das Einvibrieren einer Spundbohle

Der Tunnel Alberberg ist ein Bauabschnitt zur Verlängerung der BAB 44, bei welchem zwei Tunnelröhren mit einem lichten Abstand von ca. 12 m parallel hergestellt werden. Zum Zeitpunkt der Untersuchungen war der

Vortrieb der Südröhre abgeschlossen und dort wurde bereits die Innenschale betoniert, während der Sprengvortrieb in der Nordröhre voranschritt. Dabei wurde der Emulsionssprengstoff Emulex 1 der Fa. Austin Powder Company verwendet und bei den Sprengungen wurden ca. 65 Zünder und 0,8-0,9 kg Sprengstoff pro Zündzeitstufe verbraucht. Zur Erschütterung des jungen Betons wurden die Betonproben während einer Sprengung in der Südröhre – auf Höhe der Ortsbrust in der Nordröhre – gelagert, um eine möglichst große Erschütterungsbeanspruchung zu generieren.

Zudem fanden Untersuchungen auf einem Testfeld der Helmut-Schmidt-Universität statt, bei dem Frankipfähle NG © mit Kiesvorverdichtung hergestellt wurden. Die Erschütterung des jungen Betons erfolgte hier durch die Ramme RA 348 der Fa. Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH mit einem 4,5 t schweren Freifallbären, welcher mit einem Intervall von etwa 7,5 s in einer Höhe von jeweils 6,5 m fallen gelassen wurde. Die Tiefe des hergestellten Frankipfahls NG © betrug 16 m und die Erschütterungsdauer mit Unterbrechungen etwa 2,5 h. Dabei wurde in den ersten 30 min das Vortreibrohr eingerammt und anschließend erfolgte ein zweistündiges Einbringen und Verdichten der Kiesschicht am Sohlpunkt des Frankipfahls NG ©.

Eine weitere untersuchte Schwingungsart war das Einvibrieren von Spundbohlen mittels Müller Vibrator MS-24 HFV der Fa. Thyssen Krupp. Die Erschütterung der Betonproben fand hier durch das Einvibrieren einer 6,0 m langen Spundbohle statt und dauerte etwa 2 min an. In Tab. 2 ist eine Zusammenfassung der Schwingungen, durch welche der junge Beton auf den Baustellen erschüttert wurde:

Tab. 2: Übersicht über die maximal gemessenen Schwinggeschwindigkeiten bei der Erschütterung der Betonproben [mm/s]

Erschütterungs-quelle	**Dauer**	**Abstand**	v_x	v_y	v_z	v_{max}
Sprengvortrieb	< 5 s	~ 15 m	7,8	6,2	13,9	14,2
Schlagramme	2,5 h	~ 6 m	21,9	32,8	18,6	33,4
Vibrationsramme	2 min	~ 8 m	6,5	5,1	10,6	10,8

Analog zu den Laborversuchen wurden zusätzlich zu den zwei erschütterten Proben aus jeder Betoncharge ebenfalls zwei Referenzproben hergestellt, welche unter denselben klimatischen Bedingungen quasi-erschütterungsfrei (v < 1 mm/s) gelagert wurden. Bei der Erschütterung durch die Schlagramme konnten trotz einer größeren Distanz (ca. 80 m) und der Lagerung auf einer elastischen Schaumstoffmatte bei den Referenzproben Schwinggeschwindigkeiten von bis zu 2 mm/s nicht vermieden werden.

Das Ergebnis der Feldversuche ist in Abb. 3 dargestellt. Aufgrund der längeren Erschütterungsdauer der Rammarbeiten zur Herstellung des Frankipfahls NG © wurden die Druckfestigkeitsdifferenzen hier als Linie dargestellt.

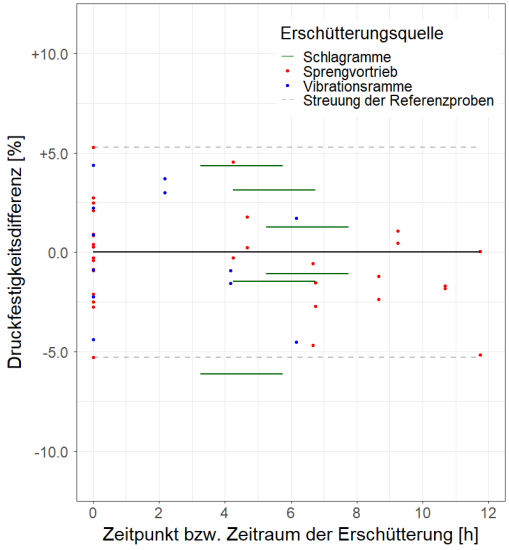


Abb. 3: Ergebnisse der Feldversuche

Hier zeigte sich, dass analog zu den Ergebnissen der Laborversuche die Festigkeit im Allgemeinen nicht signifikant beeinflusst wird und die meisten Messwerte innerhalb der Streuung der Referenzproben liegen. Eine Besonderheit dieser Untersuchungen war, dass eine relativ hohe Streuung vorlag, welche vermutlich auf das schlechtere Anmischen des Betons mittels Handrührwerk zurückzuführen war. Im Mittel sind jedoch ebenfalls Festigkeitssteigerungen bei frühen Erschütterungszeitpunkten (nach ca. 2 h

und z. T. nach ~ 4 h) und Tendenzen für verringerte Festigkeiten nach ca. 6 h vorhanden.

Fazit und Ausblick

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass bei dem untersuchten Beton keine signifikanten Festigkeitsverringerungen auftraten und die Festigkeit durch eine Nachverdichtung bei frühen Erschütterungszeitpunkten noch gesteigert werden kann. Da sich diese Aussagen auf den hier verwendeten Beton beschränken, sind weitere Untersuchungen notwendig, um allgemeingültige Aussagen zum Einfluss von verschiedenen Schwingungsparametern auf jungen Beton zu ermöglichen.

Folgende Untersuchungen sind hierfür an der FH Münster geplant: Um den Einfluss auf unterschiedlich chemisch reagierenden Zusatzstoffen zu untersuchen, soll die Zementart variiert werden (z. B. CEM III/A). Des Weiteren sollen Untersuchungen an einem Beton mit einer geringeren Druckfestigkeit stattfinden (C16/20) und weitere Betoneigenschaften wie z. B. die Zugfestigkeit und die Wassereindringtiefe geprüft werden, um den Einfluss auf das Betongefüge zu untersuchen.

Literatur

[1] DIN 4150-3:2016-12: Erschütterungen im Bauwesen – Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen. Beuth Verlag Berlin, 2016.

[2] Ahmed, L.: Models for analysis of young cast and sprayed concrete subjected to impact type loads. Dissertation, KTH Royal Institute of Technology Stockholm, 2015.

[3] Bonzel, J, Schmidt, M.: Einfluß von Erschütterungen auf frischen und auf jungen Beton. beton 30 (1980) Nr. 9, S. 333-337.

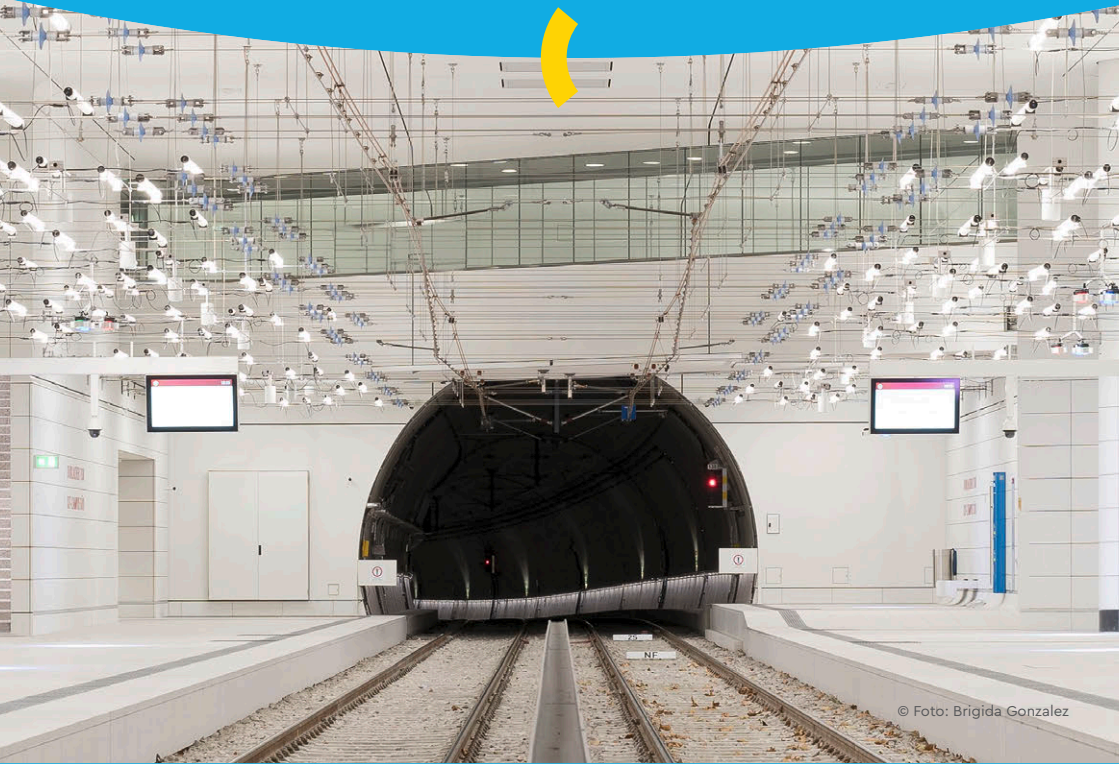
[4] Basler, F., Mähner, D., Fischer, O., Hilbig, H.: Influence of early-age vibration on concrete strength. Structural Concrete 24 (2023) Nr. 5, S. 6505-6519.

[5] DIN EN 12390-3:2007-09: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2009. Beuth Verlag Berlin, 2007.

SOCOTEC

INFRASTRUKTUR LÖSUNGEN DIE VERBINDEN

ZPP INGENIEURE
EXPERTEN FÜR GRUND- UND TUNNELBAU



© Foto: Brigida Gonzalez

Die neuen DAUB-Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.10

Fritz Grübl

Prof. Dipl.-Ing. Fritz Grübl

Studium Bauingenieurwesen TUM, Diplom 1984
1983-1989 Planungsingenieur bei Philipp+Schütz
1989-2021 Geschäftsführender Gesellschafter bei PSP Tunnelling Engineeers GmbH
2001-2021 Professor für Ingenieurgeologie und Tunnelbau an der HfT Stuttgart
Seit 2022 freier Mitarbeiter bei ZPP Ingenieure AG
Seit 2001 Mitglied des DAUB

Die „Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen“ wurden 2014 erstmals veröffentlicht. Sie fanden national, aber auch international, großen Anklang und wurden bei einer Vielzahl von Projekten angewendet. Seit 2014 ging die Entwicklung, insbesondere auch der Nachweisverfahren, voran, so dass sich der DAUB entschloss, die Arbeitsgruppe „Tübbing“ wiederzubeleben und die Empfehlungen tiefgehend zu überarbeiten. Sie geben einen Überblick über den aktuellen Stand der Technik für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen beim maschinellen Tunnelvortrieb. Die Empfehlungen fassen die Konstruktionsgrundlagen sowie die erforderlichen Berechnungen und Nachweise bei der Bemessung eines Tübbingringes zusammen. Dabei werden u.a. auch die Bemessung der Auskleidung für den Brandfall und der Einsatz von Stahlfasern betrachtet. Neben dem Entwurf und der Bemessung der Tübbings geben die Empfehlungen Hinweise für die Herstellung der Tübbingsegmente im Fertigteilwerk, ihren Einbau im Tunnel sowie den Entwurf von Anschluss- und Übergangsbauwerken.

The “recommendations for the design, production and installation of seg-mental rings” were published 2014. They were accepted nationally and internationally and used for many projects. Since 2014, the development progressed so that the DAUB decided to revise the recommendations completely. They provide an overview of the current state of the art for the design, manufacture, and installation of segmental rings in mechanized tunnelling. The recommendations summarize the design principles as well as the necessary calculations and verifications for the design of a segment ring according to the latest standardization. Among other things, also the design of the lining for the case of fire and the use of steel fibres are considered. In addition to the design and dimensioning of the segments, the recommendations also provide information on the manufacture of the segment segments in the precast plant, their installation in the tunnel and the design of connecting and transition structures.

Einleitung

Die Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen wurden vom Arbeitskreis „Tübbing“ des Deutschen Ausschusses für unterirdisches Bauen (DAUB) im Jahr 2014 veröffentlicht. Sie gaben den Stand der Technik im Bereich der Tunnelauskleidungen mittels Betonfertigteilen zum damaligen Zeitpunkt wieder und stellten die Grundlagen für die Konstruktion und die Berechnung von Tübbingringe im Hinblick auf die Tragfähigkeit, die Gebrauchseigenschaften, die Bauausführung und die Qualitätssicherung zusammen.

Mittlerweile ist die technische Entwicklung im Tunnelbau weiter vorangeschritten. Dies gilt insbesondere für die immer häufiger eingesetzten Faserbetone, aber auch im Bereich der normativen Weiterentwicklung bei der Bemessung von Betonbauwerken.

Durch den häufigeren Einsatz von Tübbingauskleidungen im Tunnelbau ist zudem die Produktion der Tübbings von immer größerer Bedeutung. Außerdem wird das Thema Nachhaltigkeit bei Tunnelbauwerken in Zukunft bei der Planung und Ausführung verstärkt betrachtet werden müssen.

Aus den vorgenannten Gründen wurde vom DAUB beschlossen, die Empfehlungen zu überarbeiten und auf den neuesten Stand der Technik anzupassen.

Die Empfehlungen sind aktuell in der Endbearbeitung an die DAUB-Mitglieder verteilt, wir hoffen, dass sie Anfang 2024 veröffentlicht werden.

Aufbau der Empfehlungen

Die umfangreichsten, aber auch wichtigsten Kapitel der Empfehlungen sind weiterhin die nunmehr komplett überarbeiteten Kapitel 3, Tübbingkonstruktion, 4, Abdichtung und 5, Tragwerksplanung. Hier wurde das Kapitel 5.12, Stahlfasertübbings, angefügt.

Neu aufgenommen wurden die Kapitel 7 (Erdungsmaßnahmen), 9 (Nachhaltigkeit) und 11 (Produktion, früher als Stichpunktsammlung im Anhang).

1) Vorbemerkungen
2) Überblick über übliche Tübbingsysteme
3) Tübbingkonstruktion
4) Abdichtung der Tübbingfugen
5) Tragwerksplanung
6) Baulicher Brandschutz
7) Erdungsmaßnahmen in Tunneln
8) Dauerhaftigkeit
9) Nachhaltigkeit, CO2-Bilanz
10) Sonderkonstruktionen - Querschläge, Stahltübbings, Übergang offene Bauweise
11) Tübbingherstellung und Einbau
12) Mitglieder des Arbeitskreises
13) Regelwerke, Normen und Publikationen

Tübbingkonstruktion

Es wird nunmehr deutlicher dargestellt, dass der einschalige „keilförmige Uniring“ bei praktisch allen mit Tübbings ausgekleideten Tunnel die beste Lösung darstellt.

Da vielen Projektbeteiligten die Kurvengängigkeit eines Rings nicht wirklich klar ist, haben wir den Unterschied zwischen einfach- und doppelkeilförmiger Ringen erläutert und bildlich dargestellt.

Sowohl bei den Ringfugen als auch bei den Längsfugen am Tübbingring haben sich die glatten Fugen durchgesetzt. Von Nut-/Federausbildung und Nocke-/Topfverbindungen wird explizit abgerate, da diese meist keine Zentrierhilfe bedeuten, aber häufig zu Schäden führen. Explizit angesprochen werden dagegen Zentrierhilfen, wie z.B. Steckdübel in den Ringfugen oder Guiding Rods in den Längsfugen.

Bei den Tübbingherstelltoleranzen sind wir bei einer Unterscheidung zwischen Ringen <8m und >11m geblieben. In der Ril853 gibt es nur noch einen Grenzwertsatz.

Abdichtung

Bei den Abdichtungen der Tübbingringe durch umlaufende Kompressionsfugenbänder wurde besonderes Augenmerk auf die Rahmenecken gelegt. Meist treten zuerst hier Wasserzutritte auf, oft begleitet von Eckabplatzungen. Das Kapitel „Prüfungen und Versuche“ wurde erheblich ausgeweitet, die erforderlichen Prüfungen und Versuche detailliert beschrieben. Außerdem werden Hinweise für die Auswahl des Dichtungsbandes gegeben. Neu aufgenommen wurde die Beschreibung von Nachdichtungsmöglichkeiten.

Tragwerksplanung

Bei den Einwirkungen wurde der Einfluss von seitlicher und über dem Tunnel liegender Bebauung sowie die Überlagerung von Quell- und Schwelldrücken mit den Gebirgs- und Wasserdruckansätzen ergänzt.

Im Teil „Nachweis- und Bemessungskonzept“ werden die nach geltenden Normen möglichen Nachweisverfahren beschrieben und im Einzelnen erläutert. Besonders empfohlen wird das Verfahren nach DIN EN 1990, Kap. 6.3.2 (4) b). Dabei werden auf das Tragsystem teilfaktorisierte Lasten aufgebracht. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt mit charakteristischen ständigen Lasten und teilfaktorisierten veränderlichen Einwirkungen. Bei der anschließenden Bemessung werden die ermittelten Schnittgrößen einheitlich mit dem Lastfaktor $\gamma_{G,j}$ bzw. $\xi_j \gamma_{G,j}$ multipliziert und die Materialsicherheitsbeiwerte in Ansatz gebracht.

Im Kapitel „Ermittlung der Schnittgrößen – Berechnungsverfahren“ werden die unterschiedlichen Berechnungsmodelle mit ihren Vor- und Nachteilen sowie den Anwendungsgrenzen beschrieben. Dabei wird auch insbesondere auf die gewollte und ungewollte Kopplung von Nachbarringen eingegangen.

Komplett neu bearbeitet wurden die Empfehlungen zum Nachweis der Teilflächenpressungen und des Spaltzuges. Aufgrund der üblichen Fugenausbildung mit ebenen Kontaktflächen wirken sowohl in der Ring- als auch in der Längsfuge konzentrierte Lasten. Diese werden in der Regel mithilfe von analytischen Nachweisverfahren als „Teilflächenbelastungen“ nachgewiesen. Die Nachweisführung mit dem Spannungsblock setzt entsprechende lokale Plastifizierungen in den Kontaktflächen voraus, die durch

experimentelle Untersuchungen abgesichert sind, und als Grundlage in die Festlegung der im Bemessungsfall maximal auftretenden Kontaktpressung einfließen.

Das analytische Nachweiskonzept für die Teilflächenbelastung basiert auf dem „Spannungsblockverfahren“, und folgt grundsätzlich der DIN EN 1992-1-1/NA, Abs. 6.7 „Teilflächenbelastung“.

Umfangreiche Versuche, insbesondere auch am Massivbaulehrstuhl der TUM, haben gezeigt, dass bei geeigneter Fugenbewehrung deutlich höhere Tragfähigkeiten erreicht wurden. Zur DIN EN 1992-1-1/NA können deshalb für Tübbings Anpassungen vorgenommen werden. Zum Beispiel brauchen Flächenähnlichkeitskriterien und die Begrenzung der Lastverteilungsbreite d_1 auf das Dreifache der Lastübertragungsbreite d_0 ($d_1 \leq 3 \cdot d_0$) für Tübbinglängsfugen nicht angewendet werden.

Neu aufgenommen wurde das Kapitel „Lastabtragung der Koppelkräfte in den Ringfugen mit der Beschreibung der Möglichkeiten (z.B. lastabtragende Koppelemente wie Stahldübel) und der dafür erforderlichen Nachweise.

Stahlfaserbetontübbings kamen bisher in Deutschland u.a. aufgrund der Beschränkungen der DAfStB-Richtlinie Stahlfaserbeton (SFB) kaum zur Anwendung. Zudem ist Stahlfaserbeton in der Ril 853.4005 der Deutschen Bahn ein nicht geregeltes Bauprodukt, was eine aufwändige UiG/ZiE erfordert. In den neuen DAUB Empfehlungen werden aufbauend auf der DAfStB Richtlinie ergänzende Nachweisformate formuliert, die die spezifischen Randbedingungen der Tübbingbauweise berücksichtigen. Die Einstufung eines Stahlfaserbetons in die Leistungsklassen L1 und L2 erfolgt weiterhin anhand der Ergebnisse eines 4-Punkt Biegeversuchs an balkenförmigen Prüfkörpern. Im Zuge der Aufnahme des Stahlfaserbetons in die DAUB Empfehlungen erfolgte auch die Abstimmung mit dem Unterausschuss SFB des DAfStB. Wesentlicher Diskussionspunkt war hierbei die Festlegung des Faserorientierungsbeiwerts κ_F. Zukünftig soll der Stahlfaserbeton für Tübbings auch in die Fortschreibung der DAfStB Richtlinie aufgenommen werden.

Erdungsmaßnahmen im Tunnel

Das neu aufgenommene Kapitel „Erdung“ beschreibt die erforderlichen elektrotechnischen Einrichtungen, insbesondere auch die Rückstromführung und Prelleiter bei Bahntunneln. Wichtig ist die Feststellung, dass eine Verbindung der Bewehrung der Einzelsegmente nicht erforderlich ist.

Dauerhaftigkeit

Neben den Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und den Alterungsmechanismen werden im neu eingefügten Kapitel auch Empfehlungen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit gegeben. Als wichtigste Regel sei genannt: Ein robustes Design, bei dem nicht an die Grenze der Ausnutzung gegangen wird mit einer ausreichenden Tübbingdicke, einer ausreichenden Breite der Kompressionsfugendichtung und einem ausreichenden Bewehrungsgehalt.

Nachhaltigkeit, CO_2-Bilanz

Das Thema CO_2-Bilanz darf in der heutigen Zeit bei Betonbauteilen nicht fehlen. In diesem Kapitel werden die Möglichkeiten genannt, wie bei der Wahl der Materialien, insbesondere dem Beton, und der Logistik durch Optimierungen die CO_2-Bilanz verbessert werden kann. Zu beachten ist jedoch, dass beim Bau eines Tunnels zwar CO_2 im großen Umfang entsteht, durch die Tunnelbauwerke aber praktisch immer die Verkehrsführung verbessert wird und damit im Betrieb des Tunnels erhebliche Mengen an CO_2 eingespart werden können.

Tübbingherstellung und Einbau

Im neu eingefügten Kapitel wird detailliert auf die Fertigung der Tübbings im Fertigteilwerk, den dabei verwendeten Baustoffen, der Einbau und die Lagesicherheit der Bewehrung, die Betonverdichtung und Nachbehandlung sowie die Nachmessung der Schalungen und Proberinge behandelt.

Es werden zudem Empfehlungen für die Vortriebsarbeiten und den Ringbau gegeben und häufige Tübbingschäden mit deren Sanierungsmöglichkeiten gegeben.

Fazit

Die überarbeiteten DAUB-Empfehlungen für den Entwurf, die Herstellung und den Einbau von Tübbingringen gibt auf nunmehr 122 DIN A4 Seiten den momentanen Stand der Technik wieder. Sie bieten dem Auftraggeber, dem Planer und dem Ausführenden Vorgaben für eine sachgerechte und kostengünstige Planung und Ausführung eines Tübbingtunnelprojekts.

Mitglieder des Arbeitskreises sind:

Dr.-Ing. Peter-Michael Mayer (Vorsitzender),	Züblin, ZT, Stuttgart
Prof. Dipl.-Ing. Fritz Grübl (stellv. Vorsitzender)	ZPP, München
Dipl.-Ing. Sawen Ali	IMM Maidl & Maidl, Bochum
Dipl.-Ing. Gereon Behnen	Büchting+Streit, München
Dipl.-Ing. Dietrich Fahlbusch	Prof. Duddeck&Partner, Braunschweig
Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer	TU München, Lehrstuhl für Massivbau
Dr.-Ing. Paul Gehwolf	Dr. Spang Ingenieurges., München
Dipl.-Ing. Martin Geiger	Züblin, Tunnelbau, Stuttgart
Dr.-Ing. Dieter Handke	IMM Maidl & Maidl, Bochum
Dipl.-Ing. Heiko Hauck	Wayss & Freytag Ing.bau, Frankfurt
Dipl.-Ing. Stefan Hintz	MTC, Duisburg & München
Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke	Beratender Ingenieur, Ettlingen
Dipl.-Ing. Andreas Lange	Strabag, Tunnelbau, Wien
Dipl.-Ing. Stefan Medel	Herrenknecht, Schwanau
Dipl.-Ing. Thorsten Müller	Implenia Construction, Mannheim
Dr.-Ing. Benno Ring	Ring-Consultancy in Tunnelling
Dr.-Ing. Ernst-Rainer Tirpitz	Implenia Construction, Mannheim
Dr.-Ing. Dieter Winselmann	Prof. Duddeck&Partner, Braunschweig

Beton ist unsere Leidenschaft!

In ganz Bayern realisieren wir komplexe und anspruchsvolle Rohbauprojekte des Ingenieurhochbaus in höchster Qualität und Termintreue.

Wir bieten kompetenten und flexiblen Service, maßgeschneiderte Lösungen und eine effiziente Abwicklung der anspruchsvollsten Bauvorhaben. Durch eigenes gewerbliches Personal bieten wir eine hohe Wertschöpfung und garantieren eine exzellente Ausführungsqualität. Dabei verlieren wir Nachhaltigkeit und Arbeitssicherheit nie aus den Augen.

bayern.zueblin.de
work-on-progress.strabag.com

Ed. Züblin AG
Direktion Bayern
Leopoldstr. 250c
80807 München
Tel. +49 89 360555-2246

Verbindungen fürs Leben

W&F WAYSS & FREYTAG INGENIEURBAU

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

Seit Generationen und für Generationen.

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

Übersicht über die aktuellen U-Bahn-Projekte der Landeshauptstadt München: 21 Streckenkilometer mit 18 neuen U-Bahnhöfen

https://doi.org/10.14459/2023.1724792.mbs27.11

Ralf Wulf, Frank Frischeisen

Dipl.-Ing. (FH) Ralf Wulf

1982–1986 Studium Bauingenieurwesen, FH München

1987–1993 Planer und Bauleiter, Abteilung Ingenieurbauwerke und Gewässer, Baureferat, LHM

1993–1997 Bauleiter Instandsetzungsmaßnahmen

1997–2001 Projektgruppenleiter im Brückenneubau

2001–2006 Leitung der Abteilung Ingenieurbauwerke und Gewässer

seit Juli 2006 Leitung der Hauptabteilung Ingenieurbau, Baureferat, LHM

Dipl.-Ing. Frank Frischeisen, Ltd. Baudirektor

Studium Bauingenieurwesen TUM, Diplom 2003

2003–2005 Referendariat beim Freistaat Bayern

2005–2011 Staatliches Bauamt Augsburg

2011–2015 Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern

2015–2017 Autobahndirektion Südbayern

seit April 2017 Leitung der Abteilung U-Bahn- und Tunnelbau, Baureferat, LHM

In der Landeshauptstadt München wurden zwischen 1965 und 2010 exakt 100 U-Bahnhöfe und etwa 103 Streckenkilometer U-Bahn errichtet und in Betrieb genommen. Nach mehr als 12 Jahren ohne U-Bahn-Baustelle wurde letztes Jahr mit dem Bau der U5 nach Pasing begonnen. Für die weitere Verlängerung der U5 von Pasing bis Freiham laufen die Planungen auf Hochtouren. Ab 2024 wird für diesen Streckenabschnitt bereits eine große Vorhaltemaßnahme für den zukünftigen U-Bahnhof Freiham-Zentrum errichtet. Bei zwei weiteren Projekten – Entlastungsspange U9 und Verlängerung der U4 nach Osten – soll 2024 mit der Vorplanung begonnen werden. Für eine Vorhaltemaßnahme für die U9 am Hauptbahnhof München, die im Zuge des Baus der 2. S-Bahn-Stammstrecke jetzt schon errichtet wird, investiert die Landeshauptstadt München einen hohen 3-stelligen Millionenbetrag. Der U-Bahn-Bau in München nimmt also wieder richtig Fahrt auf. Wir freuen uns, bei zukünftigen Tagungen über den Fortschritt berichten zu können.

In the state capital Munich exactly 100 underground stations and a length of approximately 103 kilometres of underground were built and put into operation between 1965 and 2010. After more than twelve years without any underground construction site, construction works for the underground U5 to Pasing were set in motion last year. The planning of further extensions of the U5 from Pasing to Freiham are in full progress. For this section a big preliminary measurement for the future underground station Freiham-Zentrum will already be built from 2024. The pre-planning phase for two more projects, the U9 bypass underground for traffic relieve and the east extension of the U4, is anticipated to start in 2024. The state capital of Munich invests a high three-digit million figure for another preliminary measurement for the U9 at the central station Munich, which is already under construction due to the erecting of the second core line of the S-Bahn. Hence, the underground construction is picking up speed. We´re looking forward to present progresses at future conferences.

Einleitung

München steht – wie andere deutsche Großstädte – vor der großen Herausforderung, das rasante Bevölkerungswachstum zu bewältigen. Allein seit der Jahrtausendwende wuchs die Stadt von rund 1,2 Millionen Einwohnern auf heute über 1,5 Millionen Einwohner an. Keine andere deutsche Großstadt hat innerhalb dieses Zeitraums ein derart rasantes Bevölkerungswachstum vorzuweisen. Der aktuelle Prognosehorizont bis 2040 beträgt rund 1,8 Millionen Einwohner. Eine analoge Entwicklung zeigt sich bei den Arbeitsplätzen in München. Insgesamt steigt der Druck auf das bereits jetzt überlastete städtische ÖPNV-System und S-Bahn-Netz. Entsprechend der Priorisierung der weiteren U-Bahn-Planungen durch den Münchner Stadtrat befinden sich mehrere große städtische Infrastrukturprojekte in der Planung bzw. in der Voruntersuchung, um das städtische U-Bahn-Netz sinnvoll zu ergänzen. Nachfolgend werden die derzeit in Planung bzw. in Bau befindlichen U-Bahn-Projekte vorgestellt. Zudem wird dargestellt, wie sich die Randbedingungen und Anforderungen bei der Projektabwicklung gegenüber früher verändert haben.

Aktuelle Projekte im U-Bahn-Netz

Aktuell befinden sich folgende U-Bahn-Projekte in erster Priorität in Bearbeitung:

Projekt	*Anzahl Bahnhöfe*	*Streckenlänge*
U5, Verlängerung Laimer Platz bis Pasing	3	3,8 km
U5, Verlängerung Pasing bis Freiham	4	4,7 km
U9 Entlastungsspange	7	10,5 km
U4, Verlängerung Arabellapark bis SEM Nordost	4	ca. 3 km
Summe	**18**	**ca. 22 km**

Tabelle 1: U-Bahn-Projekte in erster Priorität

Dies entspricht etwa 1/5 des heutigen Bestands des gesamten Münchner U-Bahnnetzes.

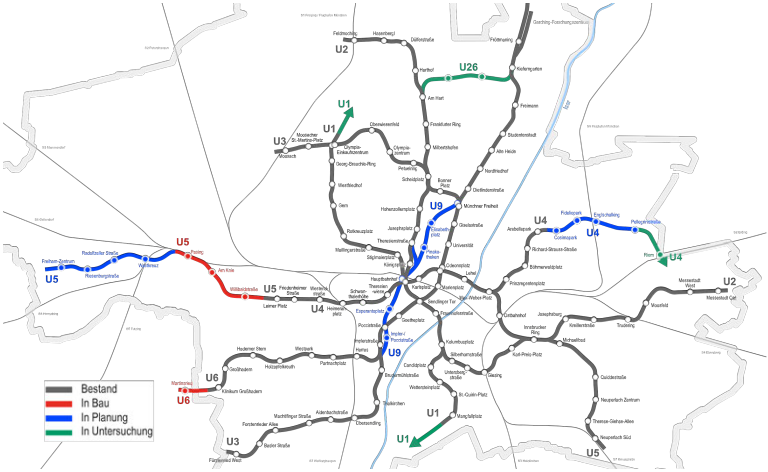


Bild 1: U-Bahn-Netz in München (LHM, Baureferat Ingenieurbau)

Projekt	*Anzahl Bahnhöfe*	*Streckenlänge*
U26	ca. 4	ca. 4 km
U1, Verlängerung OEZ bis Feldmochinger See (SEM Nord)	ca. 4	ca. 4 km
U1, Verlängerung Mangfallplatz bis Klinikum Harlaching	ca. 2	ca. 2,5 km
U4, Verlängerung SEM Nordost bis zur Messe	ca. 2	ca. 3 km
Summe	**ca. 12**	**ca. 13,5 km**

Tabelle 2: Weitere U-Bahn-Vorhaben im Nahverkehrsplan

Alle Projekte zusammen ergeben ein Bauvolumen von ca. 30 neuen Bahnhöfen und rund 35 Streckenkilometern. Dies entspricht etwa 1/3 des heutigen Bestands des gesamten Münchner U-Bahnnetzes.

Verlängerung der U5 nach Pasing

Die etwa 3,8 km lange Verlängerung beginnt am Ende der Abstellanlage westlich des bestehenden U-Bahnhofes Laimer Platz in der Gotthardstraße. Dort folgt die Verlängerung der U5 zunächst dem Verlauf der Gotthardstraße bis zur Willibaldstraße. An den Bahnhof Willibaldstraße

schließt sich ein Aufweitungsbauwerk an, mit dem ein optionaler Abzweig nach Süden Richtung Blumenau offen gehalten wird. Über den neu zu errichtenden Bahnhof Am Knie südöstlich der Landsberger Straße wird die Trasse dann zum DB-Bahnhof Pasing geführt, wo der U-Bahnhof mit den erforderlichen Betriebseinrichtungen in Tieflage liegt. Westlich des Bahnhofs schließt eine Abstellanlage mit insgesamt vier Abstelllängen an.

Bild 2: Streckenverlauf zwischen Laimer Platz und Pasing Zentrum (Quelle: LHM, Baureferat Ingenieurbau)

Alle drei neuen Bahnhöfe liegen in eng bebautem Umfeld unterhalb öffentlicher Verkehrsflächen. Da es erforderlich ist, den Straßen- und Trambahnverkehr aufrecht zu halten, kommt die Schlitzwand-Deckel- und Bohrpfahl-Deckelbauweise zum Einsatz.

Die eingleisigen Streckentunnel zwischen den Bahnhöfen Willibaldstraße, Am Knie und Pasing werden mit Hilfe einer Tunnelvortriebsmaschine (TVM) aufgefahren. Vom Startschacht westlich des Bahnhofs Willibaldstraße fährt die TVM in Richtung Bahnhof Am Knie. Dort wird sie durch den unter dem Deckel ausgehobenen Bahnhof auf einer temporären Tunnelsohle durchgezogen und weiter Richtung Bahnhof Pasing unterhalb bestehender Bebauung geführt. Im Bahnhof Pasing wird analog zum Bahnhof Am Knie die TVM durchgezogen. Nach Fertigstellung der Tunnelröhren wird sie am Ende der Vortriebsstrecke demontiert und bis auf den Schild, der im Untergrund verbleibt, über Logistiköffnungen ausgehoben.

Bild 3: Visualisierung Bahnhof Willibaldstraße mit Blick Richtung Osten (Quelle: Ingenieurbüro EDR)

Durch die verschiedenen Höhenlagen der Tunnelstrecke durchfährt die TVM inhomogene Bereiche des Tertiärs, des Quartärs und der dazwischenliegenden Trennschichten. Hinzu kommt die Bewältigung des hoch anstehenden Grundwassers sowie die Differenzierung beider Grundwasserstockwerke. Es werden bindige sowie nichtbindige Lockergesteine an der Ortsbrust angetroffen. Aufgrund dieser Besonderheiten ist die richtige Wahl des Tunnelvortriebverfahrens wichtiger Bestandteil der vertieften Planungen.

Die Bahnhofsbauwerke und der in Deckelbauweise errichtete Streckentunnel behindern den natürlichen Grundwasserstrom, da sie zum Teil quer zur Strömungsrichtung liegen. Um einen Grundwasseraufstau über das zulässige Maß hinaus zu verhindern, werden aufwändige Dükerbauwerke mit dazugehörigen horizontalen Hydrodrains errichtet. Je nach Grundwasserstand sind bauzeitlich ergänzende Maßnahmen zu ergreifen, um die maximal zulässige Grundwasseraufstauhöhe einzuhalten.

Die Kosten der Streckenverlängerung um 3,8 km mit drei neuen Bahnhöfen betragen 988 Mio. Euro (Preisstand 2021). In allen drei Planfeststellungsabschnitten liegt Baurecht vor. Der Auftrag für die Bauleistungen im ersten Baulos (Bahnhof Willibaldstraße mit Streckentunnel in der Gotthardstraße) wurde im Dezember 2021 erteilt. Mit den Hauptbauarbeiten wurde 2022

begonnen. Seit März 2023 laufen die Schlitzwandarbeiten. Es wird mit einer Gesamtbauzeit von 8 Jahren für das Baulos 1 gerechnet. Der Auftrag für die Bauleistungen im Baulos 2 (Bahnhöfe Am Knie und Pasing mit TVM-Streckentunnel) wird voraussichtlich Ende 2023 erteilt. Die Gesamtbauzeit und das Bauende können erst mit Abschluss dieses Vergabeverfahrens sicher benannt werden.

Weiterführung der U5 von Pasing bis Freiham

In Freiham entsteht auf einer Fläche von rund 350 Hektar ein neuer Stadtteil, in dem bis zu 29.000 Menschen leben und 15.000 arbeiten werden. Mit Beschluss der Vollversammlung des Münchner Stadtrats im Januar 2019 wurde das Baureferat beauftragt, die Vorplanung für eine Verlängerung der U5-West zu einem möglichen Streckenende an einem zukünftigen U-Bahnhof Freiham-Zentrum inklusive einer Wende- und Abstellanlage zu erstellen.

Die geplante Strecke der U-Bahn-Erweiterung von Pasing nach Freiham hat eine Länge von zirka 4,7 km und führt vom künftigen U-Bahnhof in Pasing über die neu zu errichtenden Bahnhöfe Westkreuz, Radolfzeller Straße, Riesenburgstraße bis zum Endbahnhof Freiham-Zentrum. Die Möglichkeit einer Erweiterung der Linie unter der Bundesautobahn A99 hindurch in Richtung der Stadt Germering wird offengehalten.

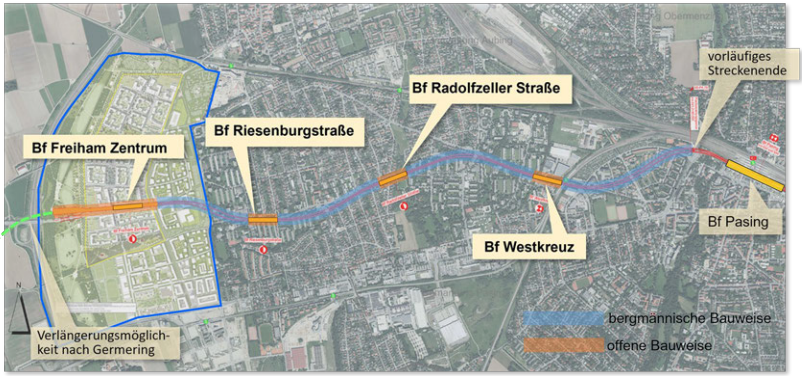


Bild 4: Streckenverlauf zwischen Pasing und Freiham Zentrum (Quelle: LHM, Baureferat Ingenieurbau mit LHM, GeodatenService München)

Es ist geplant, die Bahnhöfe in offener Bauweise bzw. in Bohrpfahl- oder Schlitzwand-Deckelbauweise herzustellen. Bedingt durch die Ausbildung der U-Bahn-Bauwerke als dichter Trog und ihrer Orientierung überwiegend quer zur Grundwasserströmungsrichtung wird der gesamte Durchflussquerschnitt für das Grundwasser im oberen Grundwasserstockwerk gesperrt. Zur Vermeidung eines schädlichen Grundwasseraufstaus werden entlang des gesamten Bauwerks Dükeranlagen zur Grundwasserüberleitung errichtet. Die überwiegend in den quartären Kiesschichten liegenden Streckentunnel werden im Schildvortriebsverfahren aufgefahren.

Vorhaltemaßnahme Freiham Zentrum

Der geplante Bahnhof Freiham-Zentrum liegt im Umgriff des gegenwärtig in Planung befindlichen 2. Realisierungsabschnitts des Entwicklungsgebiets Freiham-Nord. Da der Bahnhof den zukünftigen Endbahnhof der Linie U5 darstellt, ist aus betrieblichen Gründen eine Abstell- und Wendeanlage für 11 Langzüge notwendig. Dadurch ergibt sich eine Bauwerkslänge von insgesamt rund 750 m.

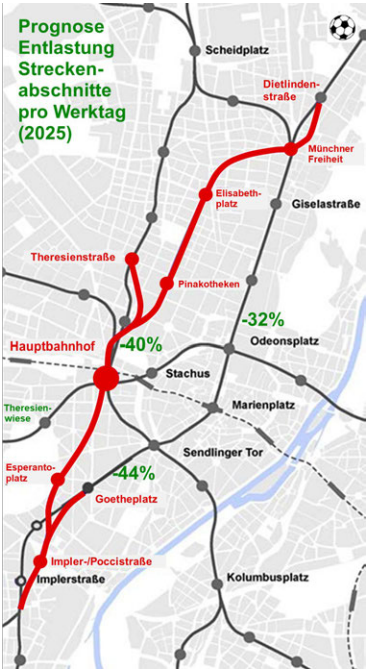
Vor dem Hintergrund der noch ausstehenden Planungs- und Genehmigungsschritte ist für die geplante U-Bahntrasse mit einem Baubeginn Ende der 20er Jahre zu rechnen. Dies würde bedeuten, dass eine Großbaustelle für die Bahnhofsanlage im dann fertiggestellten 2. Realisierungsabschnitt notwendig werden würde. Es ist daher vorgesehen, Teile des Bahnhofs als „Vorhaltemaßnahme“ auf der „grünen Wiese“ zu bauen und so erhebliche Kosten einzusparen und die Beeinträchtigungen für die künftigen Anwohner zu reduzieren. Für den Vorhaltekörper werden die Schlitzwände, Deckel und Grundwasserüberleitungsanlagen hergestellt. Außerdem werden Dichtkörper an den Bauwerksstirnseiten vorgesehen, sodass später die Tunnelvortriebmaschinen unter geringsten Beeinträchtigungen an der Oberfläche in den Bahnhof einfahren können.

Aktuell läuft die Ausschreibung der Bauleistungen für die Vorhaltemaßnahme. Die Auftragsvergabe ist Ende 2023 geplant.

Entlastungsspange U9

Zur Entlastung der bestehenden U-Bahnstrecken in Nord-Süd-Richtung (Linien U1/2 und Linien U3/6) und der Innenstadtbahnhöfe sowie zur Schaffung einer Redundanz laufen Planungen für eine etwa 10,5 km lange

Entlastungsspange U9 von der Münchner Freiheit im Norden bis zu den U-Bahnhöfen Implerstraße und Poccistraße im Süden. Nördlich des Hauptbahnhofs soll es zudem einen Abzweig zur bestehenden U2 geben (= U29).



Nur mit einer zentralen Anbindung der U9 an den Münchner Hauptbahnhof kann die gewünschte Entlastungswirkung erzielt werden. Im Zuge der Baumaßnahmen zur 2. S-Bahn-Stammstrecke wird deshalb bereits ein Vorhaltekörper für den künftigen U9-Bahnhof mit errichtet werden. Die Landeshauptstadt München investiert hierfür über 500 Mio. Euro.

Das Projekt U9 mit einer Gesamtlänge von etwa 10,5 km umfasst den Neubau von sieben Bahnhöfen. Aufgrund der zahlreichen, überwiegend bergmännisch herzustellenden Verknüpfungen mit bestehenden U-Bahnstrecken weist das Projekt eine sehr hohe Komplexität auf.

Bild 5: Streckenverlauf der Entlastungsspange U9 (Quelle: SWM)

Verlängerung der U4 Ost

Für die Verlängerung der U4 Ost von der derzeitigen Endhaltestelle Arabellapark über Englschalking mit einem weiteren Halt in der geplanten Städtebaulichen Entwicklungsmaßnahme Nordost (SEM Nordost) wurde mit Beschluss des Stadtrates am 27.04.2022 der Vorplanungsauftrag erteilt. Dabei ist am Bahnhof Englschalking die Kreuzung mit dem Ausbau der S8 zu berücksichtigen und für den Endbahnhof ist eine Abstell- und Wendeanlage einzuplanen. Die darüber hinausgehende Verlängerung von der SEM Nordost nach Osten bis zur Messe in Riem soll offen gehalten werden. Mit der Vorplanung der U4 Ost wird begonnen, sobald die entsprechenden Personalressourcen im Baureferat zur Verfügung stehen.

Inserentenverzeichnis

Bergmeister Ingenieure GmbH 25
BSR Ingenieure GmbH 64
Büchting + Streit AG 26
Dr. Baumgärtner GmbH 84
Ed. Züblin AG 113
henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH 49
ISP-Scholz Beratende Ingenieure AG 50
Konstruktionsgruppe Bauen AG 94
SCHWENK Zement GmbH & Co. KG 33
SSF Ingenieure AG 74
Technische Universität München, MPA BAU, Abt. Massivbau 34
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG 114
WTM Engineers GmbH 16
Zilch + Müller Ingenieure GmbH 15
ZPP Ingenieure AG 104

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/tb2023/

QR-Code:

Auf ein Wiedersehen am 22. November 2024
beim 28. Münchener Massivbau Seminar!