

**BETON
GRAZ '26**



7. Grazer Betonkolloquium

17.- 18. September 2026

Dirk Schlicke
Markus Krüger
Joachim Juhart
Bernhard Freytag
Thomas Markus Laggner

BETON GRAZ '26

Impressum:**Herausgeber:**

Dirk Schlicke
Markus Krüger
Joachim Juhart
Bernhard Freytag
Thomas Markus Laggner

Layout:

Institut für Betonbau sowie Labor für Konstruktiven Ingenieurbau / TU Graz

Umschlagbilder:

Dieter Leopold / WÖRLE SPAROWITZ INGENIEURE Ziviltechniker GmbH
(links) Joachim Juhart / TU Graz (mittig & rechts)

Druck:

Medienfabrik Graz GmbH, www.mfg.at

2026 Verlag der Technischen Universität Graz
Technikerstraße 4, 8010 Graz
verlag@tugraz.at
www.tugraz-verlag.at

ISBN Print 978-3-99161-109-7
ISBN E-Book 978-3-99161-110-3
DOI 10.3217/978-3-99161-109-7



Dieses Werk ist lizenziert unter der Creative Commons
Namensnennung 4.0 International (CC BY 4.0) Lizenz.
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/legalcode.de>

Diese CC-Lizenz gilt nicht für das Cover, Materialien von Dritten (anderen Quellen zugeschrieben) und
anderweitig gekennzeichnete Inhalte.

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://www.dnb.de> abrufbar.

□ □ □ □ □ □ □ □ □ **26'**

7. Grazer Betonkolloquium
17. / 18. September 2026

Technische Universität Graz
Institut für Betonbau
Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit angeschlossener TVFA
Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Wir danken für die freundliche Unterstützung



MABA
KIRCHDORFER
CONCRETE SOLUTIONS

Hauptsponsor: MABA Fertigteilindustrie GmbH



Beton Dialog Österreich



Rohstoffhandel
Staretschek GmbH



KORODUR Westphal
Hartbeton GmbH & Co. KG



Bauunternehmung Granit
Gesellschaft m.b.H.



Thomas Lorenz ZT GmbH



IKK Group GmbH



Pilz und Partner
Ziviltechniker GmbH



Omya AG



MURSOFT Wörgötter,
Kump OG



convex ZT GmbH

Vorwort

Qualitätswerkstoff Beton!

Liebe Kolleginnen und Kollegen aus Tragwerksplanung, Materialtechnologie, Bauausführung, Bauwerksbetrieb und deren Erhaltung, und Wissenschaft – wir begrüßen Sie herzlich zu unserem 7. Grazer Betonkolloquium!

Das Bauen mit Beton polarisiert in der heutigen Zeit in noch nie dagewesener Form. Die Wahrnehmung reicht hier von „Werten für Generationen“ bis hin zum „Klimakiller“. Beton wird aufgrund seiner vielseitigen Einsatzmöglichkeiten in derart großem Ausmaß verwendet, dass er für ca. 8 % der menschgemachten CO₂-Emissionen verantwortlich gemacht werden kann. Das kommt aber nicht von ungefähr, denn das Bauen mit Beton ist in vielen Bauaufgaben nicht nur effizient, sondern auch alternativlos. Als unverzichtbarer Baustoff im Grund- und Tunnelbau wird Beton sogar im Zuge der Errichtung der großen Basistunnel der Eisenbahn mit all ihren Brücken und Ingenieurbauwerken als Wegbereiter der Mobilitätswende zum Klimaretter.

Im diesjährigen Betonkolloquium greifen wir wieder die gesamte Bandbreite des Bauens mit Beton auf und diskutieren mit Ihnen aktuelle Projekte, normative Neuigkeiten und neueste Innovationen sowie ausgewählte Forschungsschwerpunkte in der Betontechnologie und im Betonbau. Das erfolgreiche Format der Kurzvorträge zu Realisierungen innovativer Lösungen in der Baupraxis bleibt erhalten und mischt sich in diesem Jahr zwischen die Langvorträge. Um ein kollektives Bewusstsein für die Bedeutung des Bauens mit dem Qualitätswerkstoff Beton zu schaffen, werden die vornehmlich technischen Beiträge in diesem Jahr noch um einen historischen Blick auf das Bauen mit Beton um 1900 ergänzt.

Auch zum 7. Grazer Betonkolloquium haben wir den wissenschaftlichen Nachwuchs eingeladen, seine Forschungsergebnisse und Innovationen zum effizienten Einsatz des Baustoffs Beton in Form eines begutachteten Fachbeitrags im Tagungsband und mit einem Poster sowie einer Kurzpräsentation vor Ort zu publizieren. Die besten Beiträge werden in bewährter Tradition bei unserem Gesellschaftsabend am Grazer Schlossberg ausgezeichnet.

Großen Dank an dieser Stelle für die reibungslose Organisation und Abwicklung der Veranstaltung an Waltraud Reichl, Doris Marchler und Sandra Wesener und nicht zuletzt auch Thomas Laggner, der uns mit großem Einsatz unterstützt hat.

Graz, im September 2026

Dirk Schlicke, Bernhard Freytag, Markus Krüger und Joachim Juhart

Wissenschaftliches Komitee

Univ.-Prof. Thomas Braml
Universität der Bundeswehr München

apl. Prof. Birgit Beckmann
Technische Universität Dresden

Univ.-Prof. Martin Dietzel
Technische Universität Graz

Priv.-Doz. Bernhard Freytag
Technische Universität Graz

Univ.-Prof. Patrick Huber
Technische Universität Wien

Dr.techn. Joachim Juhart
Technische Universität Graz

Univ.-Prof. Markus Krüger
Technische Universität Graz

Dr.techn. Thomas Markus Laggner
FH Joanneum / convex ZT GmbH

Univ.-Prof. Torsten Leutbecher
Universität Siegen

Assoc.Prof. Philipp Preinstorfer
Technische Universität Wien

Dr.-Ing. Tilo Proske
Technische Universität Darmstadt

Univ.-Prof. Andreas Pürgstaller
Universität Innsbruck / Bergmeister Ingenieure

Univ.-Prof. Dirk Schlicke
Technische Universität Graz

Assoc.Prof. Andreas Trummer
Technische Universität Graz

Univ.-Prof. Franz Tschuchnigg
Technische Universität Graz

Univ.-Prof. Nguyen Viet Tue
Technische Universität Graz

Univ.-Prof. Nguyen Duc Tung
Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr Hamburg

FH-Prof. Markus Vill
FH Campus Wien

Inhalt

Fachbeiträge zu den Hauptvorträgen:	1
Was tut sich in der Betontechnologie?	
Konsequente Kreislaufwirtschaft und Transformation der Zementindustrie <i>Sebastian Spaun</i>	3
Wirkung mikrofeiner Kalksteinmehle auf die Performance CO ₂ -reduzierter, dauerhafter Spritzbetone <i>Manuel Eggimann, Joachim Juhart, Florian Steindl, Isabel Galan, Lukas Briendl, Florian Mittermayr</i>	11
Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff zur Herstellung zementreduzierter Konstruktionsbetone <i>Christian Hergert, Tilo Proske</i>	19
Reststoffbasierter Geopolymerbeton für chemisch aggressive Umgebung – <i>Materialtechnologie, Bemessung und Normung</i> – <i>Cyrill Grengg, Sana Gul, Ognjen Rudic, Joachim Juhart, Bernhard Freytag</i>	29
Innovationen im U-Bahnbau: CO ₂ -Reduktion durch zwangsspannungsminimierten WU-Recyclingbeton <i>Michael Kupitz, Denis Milosevic, Joachim Juhart, Dirk Schlicke</i>	41
Historisches zum Aufwachen	
Anatomie einer Metropole. Bauen mit Eisenbeton in Wien 1890 – 1914 <i>Felix Siegrist</i>	49
Bewahren und Erneuern – Tragwerksplanung für das Jesuitenrefektorium Kreativer Einsatz von Beton in all seinen Spielformen <i>Joahnn Wagner</i>	51
Neuheiten in der Normung und Bemessung	
Co ₂ - und Recycling-Klassen für Beton, die einfache Möglichkeit nachhaltigen Beton auszuschreiben <i>Christoph Ressler</i>	59
Umfassende Neuerungen in der Richtlinie Spritzbeton <i>Martin Diewald</i>	67
Wirtschaftliche Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken nach BAW Merkblatt MRZ (2025) <i>Stefan Lühr, Ferdinand Borschnek, Christoph Stephan, Christina Anegg, Dirk Schlike</i>	73
Industriebau	
Das Karosseriegebäude von BMW in München – ein komplexer Industriebau auf engem Raum in kurzer Bauzeit <i>Andreas Pürgstall, Hannes Fischnaller</i>	83

Baudynamische Berechnung eines hochabgestimmten Blockfundaments für einen Hochleistungskompressor für Wasserstoff <i>Alois Zorn, Timur Uzunoglu</i>	89
WHG-konforme Wannen aus FD-Beton für Großtransformatoren in Konverterstationen <i>Jürgen Strätz, Thomas Markus Laggner</i>	99
Ingenieurbauwerke	
Hangbrücke Henndorf – Ertüchtigung und Integralisierung einer 150m langen Spannbetonbrücke im Kriechhang <i>Michael Mayer, Helmut Hartl</i>	109
Holz-Beton-Verbundbrücke über die S 37 Klagenfurter Schnellstraße <i>Dieter Leopold</i>	119
Einsturz der Carolabrücke: Erkenntnisse, Konsequenzen und neue Entwicklungen zur Spannungsrissskorrosion in Deutschland <i>Chris Voigt, Erik Becher, Steffen Marx, Gregor Schacht</i>	129
Ertüchtigung der Autobahnbrücke BW 299a mit UHPC <i>Oliver Sikorski</i>	141
Praxisbeispiel Brenner Basistunnel: Optimierung der rissverteilenden Bewehrung zufolge Einbeziehung von Randbedingungen <i>Markus Heinemann, Roland Murr, Dirk Schlicke</i>	151
Neueste Forschungsergebnisse	
Sekundärrohstoffe als Ressource für innovative mineralische Bindemittel <i>Florian Steindl, Sarah Steindl, Joachim Juhart, Florian Mittermayr</i>	161
Lange integrale Bahnbrücke – zyklische Erddruckmobilisierung und Bemessung <i>Alexander Sandmann, Franz Tschuchnigg</i>	169
Lokale Lasteinleitung bei unbewehrten Wasserbauwerken: Simulationsensembles mit 3D-Materialverteilung <i>Sophie Rüd</i>	179
Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ohne Annahme zum Risszeitpunkt <i>Dirk Schlicke, Christina Anegg</i>	187

Fachbeiträge zu den Posterpräsentationen im Rahmen des Best Paper Awards für PhD – KandidatInnen (begutachtet):	197
Adressierung von umweltbedingten Messunsicherheiten bei drahtlosen Sensoren zur hochgenauen Rissüberwachung an Brücken <i>Michael Petschacher, Markus Krüger</i>	199
Materialeinsparung bei Bohrpfählen mittels 3D-beton-gedruckten Aussparungskörpern <i>Philip Wehbe, Gert Eilbracht, David Gierlinger, Andreas Trummer, Stefan Peters</i>	207
Unterschiedliche Prüfkonzpte anwenden – gleiche Bewertung erwarten? Einfluss der Prüf- und Bewertungsmethodik auf die Ergebnisse der Wassereindringtiefe und den Frostwiderstand von Beton <i>Claudia Baldermann, Michael Autischer, Konstantin Volker Hohmann, Sarah Steiner, Joachim Juhart</i>	215
Schätzung der Bruchlastwechselzahl druckschwellbeanspruchter Betone anhand der Dehnungsentwicklung <i>Sören Voß, Clara Schramm, Steffen Marx</i>	223
CO ₂ -reduzierte Performancebetone nach ONR 23339: Potenziale und Grenzen <i>Michael Autischer, Joachim Juhart, Claudia Baldermann, Konstantin Volker Hohmann</i>	231
An Exploratory Comparative Study of Pumping Performance of Highly Fiber-Reinforced Shotcrete <i>Augusto Cezar Maciel Soares, Marcella Ruschi Mendes Saade, Florian Mittermayr, Isabel Galan, Marjorie Pons Pineyro, Joachim Juhart</i>	241
Zugfestigkeit von basaltbewehrtem Beton mit unterschiedlicher Textilherstellung <i>Caroline Durnwalder, Pegah Zare, Jonas Wachter, Julian Konzilia, Jürgen Feix, Philipp Preinstorfer</i>	251
Ansätze zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Stahlbeton in 3D-Gesamtmodellen <i>Julia Ober, Dirk Schlicke</i>	259
□ine kritische Bewertung eines □mrechnungsfaktors von beschleunigter zu „natürlicher“ Karbonatisierungsgeschwindigkeit <i>Konstantin Hohmann, Joachim Juhart</i>	267
Tübbingversuche mit nachhaltiger Basaltbewehrung <i>Alexandros Evangelatos, Kirolos Louies, Robert Galler</i>	275
Numerische Untersuchung der Momentenumlagerung in punktgestützten Volldecken <i>Amir Skopljak, Dirk Schlicke</i>	285
Vorgespannte Bodenplatte im Industriebau: Eine nachhaltige und materialeffiziente Alternative <i>Efim Griniov, Dirk Schlicke</i>	293
Ein Ansatz zur bidirektionalen Kopplung von Architektur- und Tragwerksmodellen für die BIM-basierte statische Analyse und Bemessung <i>Lukas Lienbacher, Dirk Schlicke</i>	301
CO ₂ -Reduced Recycled Aggregate Concrete for Restrained Tunnel Elements <i>Amr HM Hassan, Michael Autischer, Yunus Seyrek, Joachim Juhart</i>	313



KCS
KIRCHDORFER
CONCRETE SOLUTIONS

SECHS KOMPETENZEN UNTER EINEM DACH



Tiefbau



Straße



Bahn



Hoch- &
Industriebau



Tunnel



Energie- &
Elektrobau



concrete-solutions.eu

Fachbeiträge zu den Hauptvorträgen

Konsequente Kreislaufwirtschaft und Transformation der Zementindustrie

Sebastian Spaun

Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, Österreich

KURZFASSUNG:

Die österreichischen Zementwerke stellen jedes Jahr etwa 4,5 Millionen Tonnen Zement her; Zement ist das Bindemittel, das Beton seine Qualität verleiht: Tragfähigkeit, Druckfestigkeit, Dauerhaftigkeit, Widerstand gegenüber vielerlei Angriffen. Die Rohstoffe zur Zementherstellung sind Kalkstein und Ton bzw. Mergel. Diese werden aus Steinbrüchen und Lagerstätten im Umkreis der Werke gewonnen. Seit vielen Jahren setzt die Zementindustrie in Österreich einen hohen Anteil sekundärer Rohstoffe ein, der stetig zunimmt. Die Zementwerke sind damit zentraler Bestandteil der Kreislaufwirtschaft. Der Anteil sekundärer Brennstoffe beträgt ca. 90 Prozent, ein weltweiter Spitzenwert. Auch beim Brennen von Klinker werden sekundäre Rohstoffe vermehrt eingesetzt: Bauschutt, Schlacken, Aschen und andere geeignete Stoffe. Zusätzlich werden Reste aus anderen Industrien wie Hochofenschlacke und Flugasche dem Zement als Zuschlagstoffe beige-mischt. Die Verwendung sekundärer Stoffe trägt entscheidend zur Senkung der CO₂-Emissionen bei. Wie die Zementherstellung bis 2050 dekarbonisiert werden kann, hat die VÖZ mit ihren Mitgliedswerken gemeinsam erarbeitet und zeigt den Weg in ihrer CO₂-Roadmap auf.

1 Einleitung

Die Zementherstellung in Österreich hat eine lange **Geschichte**, das erste Zementwerk wurde im Tiroler Kirchbichl im Jahr 1842 gegründet. Zu Beginn des 1. Weltkriegs gab es in der österreichisch-ungarischen Monarchie 47 Zementwerke, die jährlich 2,5 Mio. Tonnen Zement herstellten. Nach dem Zerfall der Monarchie verblieben neun Zementfabrikunternehmen mit 16 Werken und einer Leistungsfähigkeit von rund 750.000 Tonnen. [1]

Aktuell gibt es in Österreich neun Zementwerke, die jährlich zwischen 4 und 5 Mio. Tonnen Zement herstellen. [2]

Hauptausgangsstoffe für die Herstellung sind **Kalkstein und Ton** bzw. **Mergel**. Die Zementwerke haben sich darüber hinaus zu einem wichtigen Teil der Kreislaufwirtschaft entwickelt und verarbeiten viele sekundäre Roh- und Brennstoffe.

Im Fokus der breiten Öffentlichkeit stehen die **CO₂-Emissionen**, die mit der Herstellung von Zement verbunden sind. 2,135 Mio. Tonnen CO₂ emittierten die österreichischen Zementwerke im Jahr 2025.

Zwei Drittel des CO₂ entstammen dem Kalkstein und werden durch dessen Erhitzung aus dem Gestein freigesetzt. Ein Drittel sind Brennstoffemissionen, für die Erzeugung des erforderlichen Temperaturniveaus von 1.450 Grad Celsius.

Einen Weg, wie Zement in Österreich im Jahr 2050 CO₂-neutral hergestellt werden kann, hat die Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, kurz VÖZ, in ihrer Roadmap aufgezeigt. Die **VÖZ Roadmap** basiert auf den Produktionszahlen aus dem Jahr 2020 [3]. Als eine Basis diente die im Jahr 2020 vorgelegte Roadmap des europäischen Zementverbandes, damals Cembureau, nunmehr umbenannt in Cement Europe, die auf fünf wesentlichen Hebeln, den sogenannten 5 C – Clinker, Cement, Concrete, Carbonation und Construction – beruht. [4]

Ein Kapitel der Roadmap ist der **Kreislaufwirtschaft** gewidmet, die vom Einsatz von Ersatzbrenn- und -rohstoffen bis hin zur Kreislaufwirtschaft mit CO₂ als Rohstoff der Zukunft reicht.

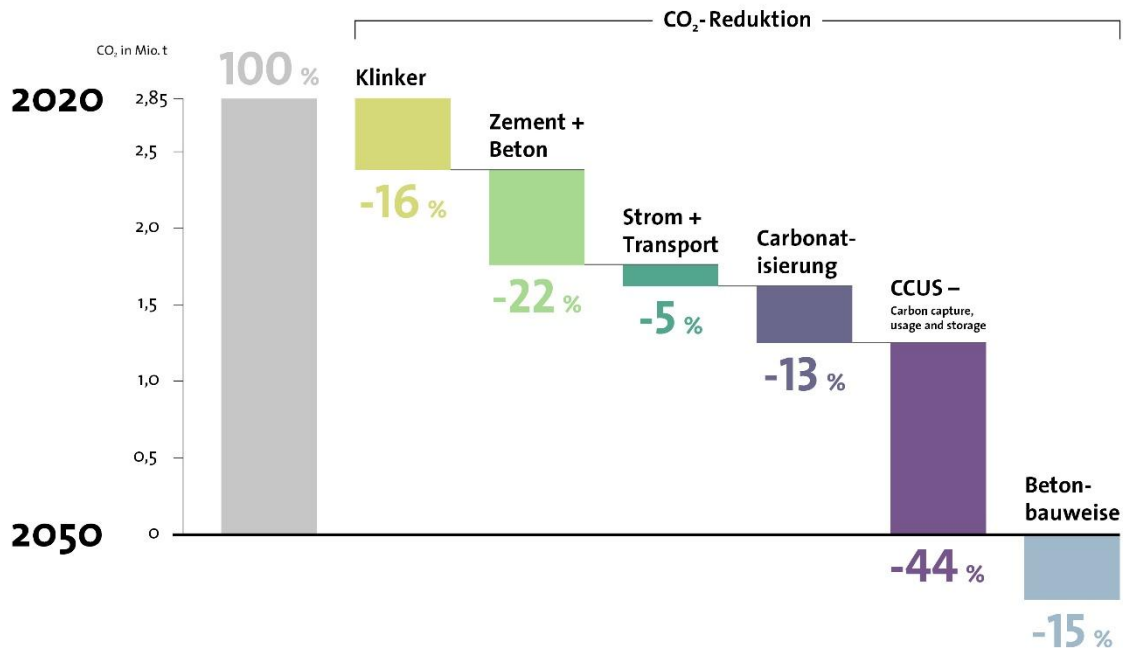


Abbildung 1 Die CO₂-Roadmap der VÖZ und die Hebel für das Senken der CO₂-Emissionen

2 Hebel der Transformation gemäß VÖZ-Roadmap

Die VÖZ zeigt in der Roadmap die Möglichkeiten zur Emissionsreduktion in der Wertschöpfungskette der Herstellung von Zement in fünf Bereichen entlang der Wertschöpfungskette (siehe auch Abbildung 1), die nachstehend inklusive relevanter Aktivitäten und Projekte näher erläutert werden.

2.1 Klinkerherstellung

Der Großteil der CO₂-Emissionen bei der Herstellung von Zement entsteht beim Brennen des Zementklinkers. Dieser ist aus verschiedenen Oxiden zusammengesetzt, die bei der Hydratation die sogenannten Klinkerminerale bilden und dann zu Zementstein erhärten. Viele dieser Oxide sind natürlicher Bestandteil der Erdkruste, wie Silizium-, Aluminium- und Eisenoxid. Mengenmäßig am größten ist der Anteil von Calciumoxid, dieses liegt in der Natur allerdings meist als Calciumcarbonat bzw. Kalkstein vor und muss durch Brennen in Calciumoxid umgewandelt werden; dabei entsteht ein Großteil der CO₂-Emissionen. Hier können alternative Rohstoffe zur Senkung der Emissionen beitragen.

Ein weiterer Hebel zur Senkung der Emissionen ist der Verzicht auf fossile Brennstoffe. Hier ist die österreichische Zementindustrie auf bestem Weg, werden doch bereits fast 90 Prozent alternative Brennstoffe eingesetzt. Sollten in Zukunft die Mengen der Ersatzbrennstoffe aufgrund der Umsetzung der Kreislaufwirtschaft tatsächlich sinken, sind der Umstieg auf elektrisches Brennen des Klinkers oder der Einsatz von Wasserstoff möglich, wenngleich sehr teure Alternativen. Zudem muss dafür erneuerbarer Strom bzw. grüner Wasserstoff in ausreichenden Mengen zur Verfügung stehen.

2.1.1 Projekt Neue Klinker

Die VÖZ untersucht gemeinsam mit der Montanuniversität Leoben, wie mehr alternative Rohstoffe bei der Zementerzeugung zum Einsatz kommen können, die Kalkstein als Rohstoff für das Klinkerbrennen teilweise ersetzen können. Analysiert werden 150 mögliche Ersatzstoffe aus Abfällen und Nebenprodukten der Industrie; wichtig ist, ob sie in ausreichender Menge verfügbar sind. Ziel ist, gleiche Qualität mit weniger CO₂-Emission zu erreichen: Der neue, klimafreundlichere Zement soll genauso gut und verlässlich sein wie der heutige Standardzement.

2.2 Zement und Beton

Der CO₂-Fußabdruck von Zementen und Betonen wird im Wesentlichen vom Anteil der enthaltenen Komponente Zementklinker bestimmt. In Österreich sind seit vielen Jahren Zemente der Sorte CEM II die Hauptsorte, daraus resultiert auch der im internationalen Vergleich hervorragende spezifische Emissionswert österreichischer Zemente. Ziel ist, den Klinkeranteil bei den Zementen durch Erhöhung des Anteils der Zumahlstoffe weiter zu senken und das Produktportfolio durch die Entwicklung neuer CO₂-armer Zemente entsprechend anzupassen. Derzeitige Zumahlstoffe wie Hochofenschlacke oder Flugasche werden durch die mittelfristige Dekarbonisierung der Stahlerzeugung und das Auslaufen der Kohleverstromung weniger verfügbar sein. Hier gilt es, Zementsorten mit neuen Zumahlstoffen zu entwickeln.

2.2.1 Projekt Neue Kompositzemente

Die klinkerreduzierte Zementsorte CEM II/C wurden im Rahmen des FFG-Projekts „Neue Kompositzemente“ gemeinsam von der Branche entwickelt und anschließend in jedem Zementwerk industriell optimiert. Der Klinkeranteil beträgt 50 bis 64 Prozent, als Zumahlstoffe kommen Kalkstein und Hütten sand zum Einsatz. CEM II/C wurde mittlerweile in zahlreichen Projekten eingesetzt. Die neuen Zemente leisten einen wichtigen Beitrag, das Bauen nachhaltiger zu machen, ohne auf Qualität und Sicherheit zu verzichten. CEM II/C Zemente sind in Österreich flächendeckend verfügbar.

2.2.2 Getemperte Tone

Werden Tone durch Hitze behandelt („getempert“), werden sie reaktiv und können im Zement – ähnlich wie Klinker – als Bindemittel wirken. Tone müssen dafür auf 600 bis 800 Grad Celsius erhitzt werden und es kommt – im Gegensatz zum Kalkstein – zu keiner CO₂-Emission aus dem Rohstoff. Tone sind weltweit in ausreichenden Mengen vorhanden und können unter geeigneten Bedingungen bis zu 50 % des Zementklinkers ersetzen. Die VÖZ forscht mit ihren Mitgliedsunternehmen an der Entwicklung praxistauglicher Zementmischungen mit getemperten Tonen aus heimischen Lagerstätten.

2.2.3 BioReACT

Projektstart von BioReACT war im Juni 2026. [5]

Im Fokus steht ein kreislaufwirtschaftlicher Ansatz: Tonreiche Rohstoffe werden gemeinsam mit biogenen Rest- und Abfallströmen in einem Co-Pyrolyseverfahren verarbeitet. Das entstehende Biomasse-Ton-Karbonisat kombiniert die Reaktivität kalzinierter Tone mit der Fähigkeit von Biokohle, Kohlenstoff dauerhaft zu speichern. So entsteht eine leistungsfähige, CO₂-negative Bindemittelkomponente, die sich positiv auf zentrale Frisch- und Festbetoneigenschaften auswirken soll.

Das Projekt umfasst die systematische Analyse geeigneter Stoffströme sowie die Optimierung der Prozessführung und Materialzusammensetzung. Die entwickelten Materialien werden umfassend chemisch, physikalisch und mineralogisch charakterisiert und in zementgebundenen Anwendungen getestet – insbesondere hinsichtlich Verarbeitbarkeit, Festigkeitsentwicklung und Dauerhaftigkeit. Ergänzend werden Umweltwirkungen, Lebenszykluskosten und Stoffströme bewertet. Ziel ist es, eine technisch leistungsfähige und wirtschaftlich tragfähige Lösung zu entwickeln, die einen Beitrag zur nachhaltigen Transformation des Bausektors leistet.

2.3 Strom und Transport

In ihrer Roadmap hat die VÖZ den Verbrauch an elektrischer Energie und die eingesetzte Energie für Transporte zusammengefasst und als Berechnungsgrundlage angesetzt, dass im Jahr 2030 ausreichend erneuerbare Energie vorhanden ist, um diese Bedarfe CO₂-neutral zu decken. Bei Erreichen dieses Ziels können die CO₂-Emissionen des Zementsektors um 2 % reduziert werden.

Fahrzeuge für Transporte – vom Steinbruch bis hin zur Auslieferung des Zements – werden auf Elektroantrieb, auf synthetische Kraftstoffe oder auch auf Wasserstoff umgestellt. Das gilt insbesondere für Schwerstfahrzeuge. Die CO₂-Einsparung bei den Transporten beträgt 3 %.

2.3.1 Optimierung bei Strom und Transport

Aktive Beiträge zur Erhöhung des Anteils von erneuerbarem Strom leisten die Unternehmen der Zementindustrie in Österreich, indem beispielsweise Photovoltaik-Anlagen in und um die Werke errichtet und ausgebaut werden, indem Fuhrparks auf elektrische Fahrzeuge umgestellt werden und auch der Anteil der Bahntransporte zunimmt. Der Anteil bahnverladener Eingangs- und Ausgangsfrachten

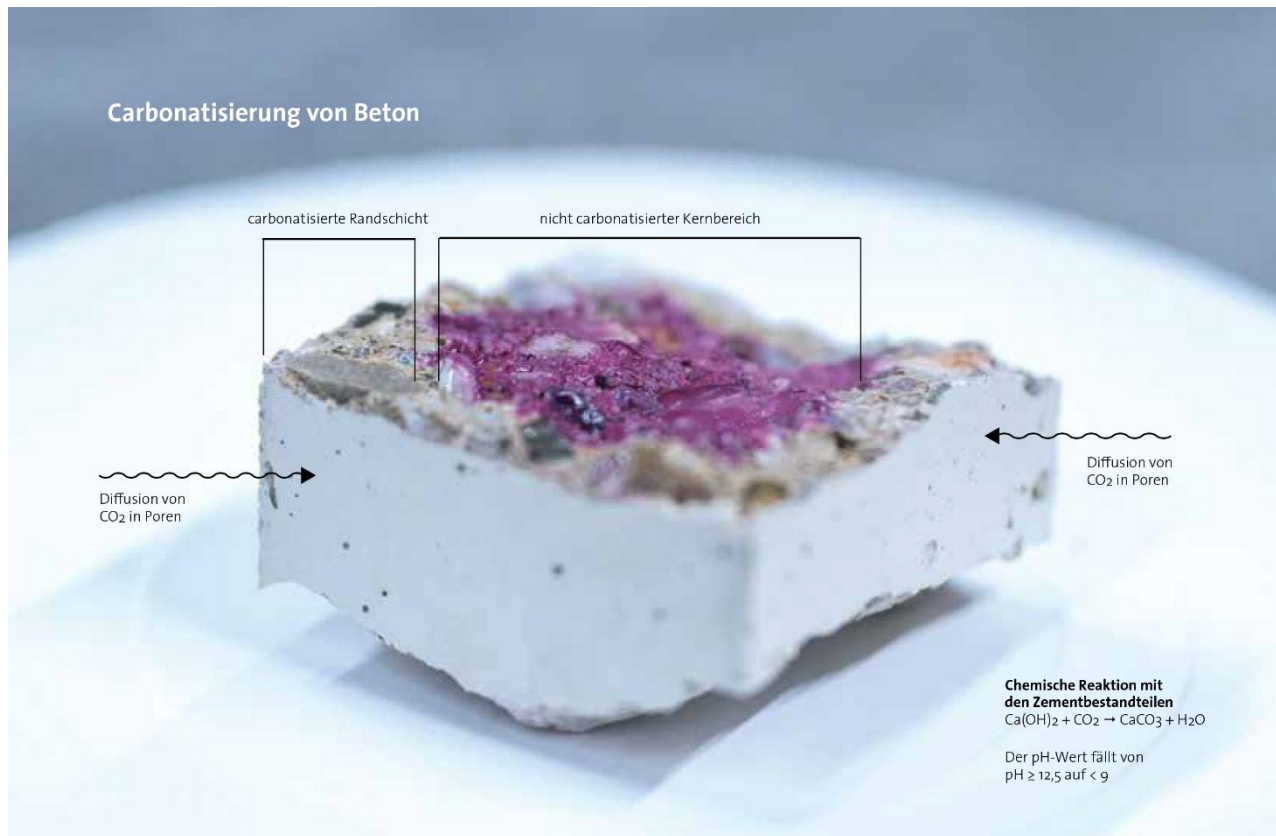


Abbildung 2 Carbonatisierung dargestellt an einem aufgebrochenen, mit Indikatorlösung behandelten Betonwürfel

ist von 0,4 Mio. Tonnen vom Jahr 2024 auf 2025 auf mehr als 1 Mio. Tonnen gestiegen. [6]

2.4 Carbonatisierung

Die Carbonatisierung ist ein natürlicher Prozess, bei dem Beton CO_2 aus der Luft bindet und chemisch speichert, dargestellt in Abbildung 2. Es handelt sich bei dem Prozess um die Umkehr der Entsäuerung des Kalksteins, das CO_2 dringt wieder in den Zementstein ein und reagiert dort zu Calciumcarbonat.

Beton wird durch diesen Prozess fester und dichter, allerdings ändert sich dadurch das alkalische Milieu des Betons, der pH-Wert sinkt und die metallische Bewehrung in Stahlbeton ist nicht mehr entsprechend geschützt und kann rosten.

Tatsächlich werden 20 % der im Zuge der Herstellung von Zementklinker entstehenden rohstoffbedingten Emissionen im späteren Betonbauwerk auf natürlichem Weg wieder eingebunden. [7] Die Carbonatisierung sollte bei der Bilanzierung von CO_2 -Emissionen jedenfalls berücksichtigt werden.

Weiter erhöht werden kann die Nutzung von Beton als CO_2 -Senke beim Recycling: Wird Beton aufgebrochen, wird die Oberfläche für die Aufnahme von

CO_2 vergrößert, das Potenzial für die Aufnahme von CO_2 steigt.

2.4.1 CarboRate

Das Forschungsprojekt zielt darauf ab, die Carbonatisierungstiefe sowie das CO_2 -Aufnahmepotenzial von Beton unter Umgebungsbedingungen sowie von aufbereitetem Betonbruch systematisch zu quantifizieren. Dadurch wird eine fundierte Grundlage für die Bilanzierung zementgebundener Baustoffe in Österreich geschaffen. Im CO_2 -angereicherten Abgasstrom in Zementwerken wurde Betonbruch gezielt gelagert bzw. in Rohmühlen aufgemahlen. Im Anschluss wurde gemessen, wie hoch die Aufnahmequoten unter diesen Bedingungen sind. Bei der forcierten Carbonatisierung entstehen Produkte und Prozesse, wie

- carbonatisierter Betonfeinanteil als alternative Zumahlstoffe in Zementen
- carbonatisiertes Recyclingmaterial als Gesteinskörnung in Trockenbaustoffen und Beton zur Schonung natürlicher Vorkommen
- Carbonatisierung von Produkten bei der Herstellung, z.B. Pflastersteine.

Im Projekt erfolgt eine Messung der CO₂-Aufnahme und die Ermittlung des Aufnahmepotenzials unter unterschiedlichen Bedingungen. Bei der Anwendung der carbonatisierten Produkte werden zudem Produkteigenschaften sowie Dauerhaftigkeitsparameter analysiert, beispielsweise von Recyclingbeton mit carbonisierter Gesteinskörnung.

Im Zementwerk in Wietersdorf wurden 200 Tonnen Betonbrechsand der Fraktion 0 bis 4 Millimeter vom Rückbau des Umspannwerks in Treibach aufbereitet. Das Material wurde in der Rohmühle aufgegeben, dort wurde das Mahlgut weiter zerkleinert und kam mit heißem Ofenabgas in Berührung. Die Messungen ergaben, dass 13 kg CO₂ pro Tonne Betonabbruch aufgenommen wurden. Die Aufbereitung und Begasung in der Rohmühle ist insofern vorteilhaft, als dass die Carbonatisierung im Rahmen einer Integration in bestehende Prozessschritte erfolgt. [8]

2.5 Abscheidung, Nutzung und Speicherung von CO₂

Emissionen, die nicht durch technische Maßnahmen und Verbesserung von Produkten und Prozessen vermieden werden können, können mittels Carbon-Capture-Technologien abgeschieden werden. Das abgeschiedene CO₂ kann anschließend einer weiteren Verwertung zugeführt werden (CCU = Nutzung des abgeschiedenen CO₂ zur Herstellung von bestimmten Produkten) oder in geologischen Lagerstätten gespeichert werden (CCS).

In Österreich ist die CO₂-Speicherung mit Stand Frühjahr 2026 nach wie vor verboten, und auch die Nutzungsmöglichkeiten sind begrenzt. Zudem fehlt es an Infrastruktur für Transport und Lagerung von CO₂. Für die Zementwerke bedeutet das große Unsicherheit, und das bei milliardenschweren Investitionen, die in die Infrastruktur zur Abscheidung von CO₂ getätigt werden müssen. Binnenländer wie Österreich haben zudem einen Standortnachteil, denn der Transport von CO₂ zu bereits vorhandenen Lagerstätten in Küstenregionen ist sehr teuer.

Für die Industrie sind Maßnahmen des Carbon Management ein unverzichtbares Werkzeug, um unvermeidbare Emissionen in den Griff zu bekommen, es fehlt allerdings noch an Planungs- und Rechtssicherheit.

2.6 Betonbauweise

In der Roadmap der VÖZ berücksichtigt für die Bewegung „towards zero“ sind nur Potenziale, die bei der Zementherstellung gehoben werden können. Darüber hinaus bietet der Betonbau per se große Einsparungsmöglichkeiten hinsichtlich der Nutzung der Stärken des Baustoffs wie auch durch Materialeffizienz. Im Kapitel Betonbauweise in der VÖZ Roadmap werden Vorzüge von Beton in drei Themenbereichen ausgeführt:

- Verkehr und Straßenbau: geringe Deformation der Oberflächen senken den Treibstoffverbrauch schwerer Fahrzeuge, helle Oberflächen reflektieren Sonneneinstrahlung und tragen weniger stark zur Erhitzung bei.
- Bauteilaktivierung – Energiespeicher Beton: Die thermische Masse von Beton senkt den Energieverbrauch fürs Heizen und Kühlen während des Gebäudebetriebs, thermisch aktivierte Betonbauteile können hervorragend in Kombination mit erneuerbaren Energieträgern wie Wind, Solarwärme, Photovoltaik und Geothermie betrieben werden.
- Materialeffiziente Bauweise: Tragstrukturen können optimiert und mit geringem Materialeinsatz gebaut werden, abgestimmt auf die jeweilige Leistungsfähigkeit des Bauteils, beispielsweise nach dem Vorbild bionischer Strukturen. Die Materialeffizienz ist in dem geschätzten Reduktionspotenzial von 15 % nicht umfasst.

Auch für zahlreiche Entwicklungen hinsichtlich Klimawandel und Klimaschutz ist Beton ein unverzichtbarer Baustoff. Die Energiewende ist ohne Wasser- und Windkraft undenkbar, bei beiden Technologien spielt Beton eine fundamentale Rolle. Anlagen des öffentlichen Verkehrs – Brücken, Tunnel, Schienenwege – oder des Schiffsverkehrs – Häfen und Schleusenanlagen – mit dem Ziel einer Mobilitätswende können ohne Beton nicht errichtet werden.

Und auch hinsichtlich der Anpassung an den Klimawandel bietet Beton Schutz vor Naturgefahren, beispielsweise für Bauten des Hochwasserschutzes sowie in der Wildbach- und Lawinenverbauung.

In den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen hat das Thema gesellschaftlicher Resilienz, massive und brandbeständige Bauwerke aus Beton bieten auch hier Stabilität und Sicherheit.

3 Konsequente Kreislaufwirtschaft

Ein zentraler Erfolgsfaktor der österreichischen Zement- und Betonbranche ist die konsequent gelebte Kreislaufwirtschaft: Beton zählt zu den kreislauffähigsten Baustoffen und wird in Österreich zu rund 95 Prozent wiederverwertet. [9] Damit bleibt Beton nicht nur ein Schlüsselmaterial für Infrastruktur und Hochbau, sondern wird am Ende seines Lebenszyklus zur wertvollen Ressource statt zum Abfall. Gerade in der ressourcenintensiven Bauwirtschaft zeigt Österreich, wie Recycling in industrieller Größenordnung wirksam umgesetzt werden kann.

Vorreiter ist auch die österreichische Zementindustrie, sie schont durch den Einsatz hoher Anteile an alternativen Rohstoffen, Zumahlstoffen und Brennstoffen natürliche Ressourcen. So wurden im Jahr 2025 pro erzeugter Tonne Zement bereits 550 kg Ersatzstoffe verwertet, siehe auch Abbildung 3. [2]

3.1.1 Alternative Brennstoffe

Alternative Brennstoffe wie z.B. Altreifen, nicht recycelbare Altkunststoffe und Sonnenblumenkernschalen ersetzen fossile Brennstoffe wie Kohle, Öl und Gas. Im Jahr 2025 wurden mehr als 557.543

Tonnen dieser Ersatzbrennstoffe zur Herstellung von Klinker verwendet.

3.1.2 Alternative Rohstoffe

Der Anteil alternativer, aus dem Baustoffrecycling stammender Rohstoffe (wie z.B. Betonbruch und Ziegelsplitt) an der Klinkerproduktion lag 2025 bei mehr als 1 Million Tonnen. Das entspricht fast 22 % des erzeugten Rohmehls – ein deutlich höherer Wert als international üblich, EU-weit liegt die Rate alternativer Rohstoffe am Rohmehl bei ca. 6 %.

3.1.3 Alternative Zumahlstoffe

Auch der Einsatz alternativer Zumahlstoffe – meist industrielle Nebenprodukte – bei der Zementmahlung schont natürliche Rohstoffe und verringert den Klinkergehalt im Zement.

Zum Einsatz kommen vorzugsweise Hochofenschlacke, Aschen und Kalkstein. Die österreichische Zementindustrie nimmt hier seit Jahren weltweit einen Spitzenplatz ein. Im Jahr 2025 wurden 908.872 Tonnen an alternativen Zumahlstoffen einer nachhaltigen Verwertung zugeführt.

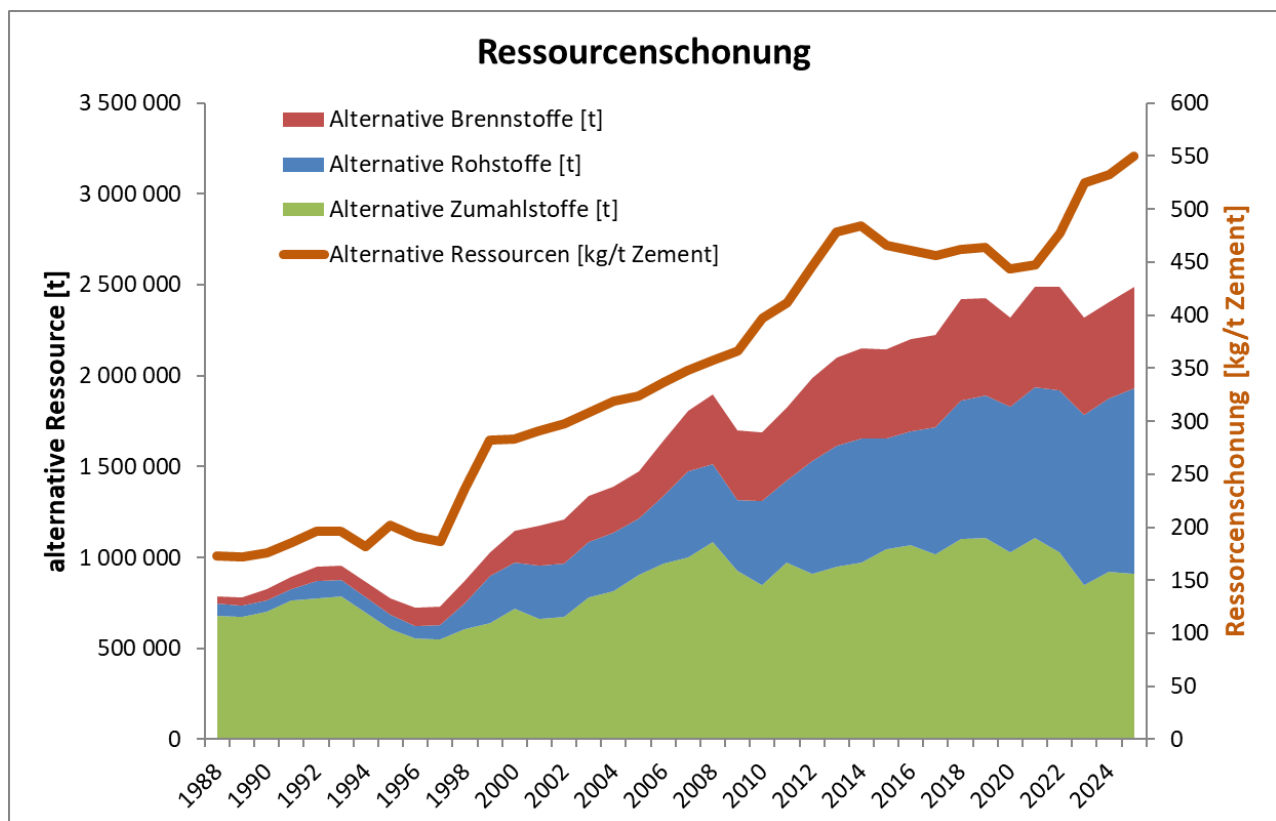


Abbildung 3 Einsatz alternativer Ressourcen (in Tonnen absolut, Skala links) und Ressourcenschonungsfaktor (alternative Ressourcen pro Tonne Zement, Skala rechts) von 1988 bis 2025 (nur gerade Jahre angeführt)

4 Zusammenfassung

Österreichs Zementindustrie – vertreten durch die Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ) – treibt ihren Weg zur CO₂-Neutralität bis 2050 entschlossen voran und nimmt dabei die gesamte Wertschöpfungskette in den Blick. Grundlage dafür ist eine Roadmap, die seit 2020 konkrete technologische Maßnahmen und Forschung bündelt. Bereits heute zeigt die Branche messbare Fortschritte – unter anderem durch eine CO₂-reduzierte Zementsorte und hohe Substitutionsraten bei Brennstoffen. Die im Beitrag aufgezeigten Forschungsprojekte werden auch in den nächsten Jahren zu messbaren Fortschritten beitragen.

Zement ist ein unverzichtbarer Grundstoff für leistbaren Wohnbau, Verkehrswege, Energieanlagen und öffentliche Einrichtungen, die Branche trägt zur wirtschaftlichen Stabilität und Versorgungssicherheit bei. Darüber hinaus sichert die heimische Produktion Arbeitsplätze, stärkt regionale Wertschöpfungsketten und reduziert die Abhängigkeit von Importen, was insbesondere in Krisenzeiten ein wichtiger Faktor ist.

Gleichzeitig bietet die österreichische Zementindustrie die Chance, als Vorreiter bei nachhaltigen Innovationen – etwa durch CO₂-Reduktion und alternative Produktionsverfahren – zu agieren und so ökologische Ziele mit wirtschaftlicher Leistungsfähigkeit zu verbinden.

5 Literatur

- [1] Huber, F.: *100 Jahre Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie 1894 – 1994*, Wien, 1994
- [2] Mauschwitz, G.: *Emissionen aus Anlagen der österreichischen Zementindustrie, Berichtsjahr 2025*, Wien, 2026
- [3] Spaun, S., Bauer, C., Dankl, C., Friedle, R., Papsch, F.: *Wie Was Wenn. Roadmap zur CO₂-Neutralität der österreichischen Zementindustrie bis 2050*, Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ), Wien, 2022
- [4] Cembureau. The European Cement Association: *Carbon neutral by 2050 – this is our ambition*, Brussels, 2020
- [5] FFG Projektdatenbank: *BioReACT Biomasse-Ton-Karbonisate aus energieeffizienter Co-Pyrolyse als reaktive Zementzusatzstoffe*, <https://projekte.ffg.at/projekt/5150442> (abgerufen am 17.06.2026)
- [6] Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie: *Kennzahlen 2025*, Wien, 2026 <https://zement.at/archiv/kennzahlen-der-zementindustrie-2025/> (wird Ende Juni 2026 online gestellt)
- [7] Strippel, H., Ljungkrantz, C., Gustafsson, T., Andersson, R.: *CO₂ uptake in cement-containing products (No. B2309)*, IVL, Stockholm, 2018
- [8] Stotter, C., Bauer, C., Klausner, H., Krispel, S.: *CO₂-Aufnahme von Recyclingbeton. In: Zement+Beton 2_26*, pp. 14–15, Wien, 2026
- [9] Bundesministerium für Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie: *Bundes-Abfallwirtschaftsplan 2023 Teil 1*, Wien, 2023

Wirkung mikrofeiner Kalksteinmehle auf die Performance CO₂-reduzierter, dauerhafter Spritzbetone

Manuel Eggimann

Berater Betontechnologie, Bern, Schweiz

Joachim Juhart, Florian Steindl, Isabel Galan

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich

Lukas Briendl

Holcim (Österreich) GmbH, Mannersdorf am Leithagebirge, Österreich

Florian Mittermayr

Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Materialtechnologie, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Entwicklung CO₂-reduzierter, dauerhafter Spritzbetone erfordert Bindemittel mit geringem Portlandzementklinkeranteil, ohne die für den Tunnelbau notwendige Frühfestigkeit zu beeinträchtigen. Mikrofeine Kalksteinmehle (FKM) können die frühe Hydratation beschleunigen und damit die Frühfestigkeitsentwicklung deutlich verbessern. Im Beitrag werden Leim-, Mörtel- und großmaßstäbliche Spritzbetonversuche zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlich feiner Kalksteinmehle vorgestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Wirksamkeit von FKM maßgeblich von ihrer spezifischen Oberfläche nach der BET-Methode abhängt und durch den mittleren Partikeldurchmesser (d_{50}) nur unzureichend beschrieben wird. Für eine wirksame Frühfestigkeitssteigerung bei limitierten Dosierungen von maximal 15 M.-% des FKM im Bindemittel gemäß österr. Richtlinie für Spritzbeton ist eine BET-Oberfläche von mehr als 4 m²/g erforderlich. Die Ergebnisse bilden eine Grundlage der Auswahl geeigneter FKM für die Entwicklung leistungsfähiger, klinkerarmer Spritzbetone.

1 Feinste Kalksteinmehle im Spritzbeton

Eine hohe Frühfestigkeit ist eine wesentliche Voraussetzung für den wirtschaftlichen Einsatz von Nassspritzbeton im Tunnelbau, da sie kurze Vortriebszyklen und ein sicheres Arbeiten ermöglicht. Traditionelle Spritzbetone enthalten deshalb einen hohen Anteil an Portlandzement (CEM I) und an Erstarrungsbeschleunigern (EB). Beide Komponenten sind jedoch auch für CO₂-Emissionen und hohen Primärenergiebedarf, der mit ihrer Produktion verbundenen ist, verantwortlich. Zur Dekarbonisierung des Bauwesens ist eine Reduktion der CO₂-Emissionen nötig, was wiederum eine Verringerung des Portlandzementklinkeranteils im Bindemittel und

den sparsamen Einsatz von EB bedeuten. Da klinkerarme Bindemittel jedoch in der Regel eine geringere Frühfestigkeitsentwicklung aufweisen, stellt die Kombination aus hoher Frühfestigkeit und reduziertem Treibhauspotenzial eine zentrale Herausforderung bei der Mischungsentwicklung dar.

Feinste Kalksteinmehle (FKM) im Bindemittel bieten einen vielversprechenden Lösungsansatz, die Hydratation von Portlandzementklinker, und damit auch die Festigkeitsentwicklung, signifikant zu beschleunigen [1,2]. Mit ihrer Hilfe kann Klinker durch puzzolanische oder latent hydraulische Zusatzstoffe, beispielsweise kalzinierte Tone oder gemahlene Hüttensand, teilweise ersetzt werden, verbunden mit potenziell geringeren EB-Dosierungen.

Eine Kombination von FKM mit solchen Zusatzstoffen in Multikomponenten-Bindemitteln ist sehr sinnvoll, weil diese zusätzlich die Dauerhaftigkeit des Betons verbessern können [3–6].

Dieser Beitrag stellt die grundlegende Wirkungsweise von FKM und die Bedeutung ihrer spezifischen Oberfläche für die Frühfestigkeitsentwicklung dar. Er zeigt, dass spezifische Oberfläche (specific surface area, SSA) der untersuchten Bindemittel sowie der FKM am besten mit der BET Methode charakterisiert wird (SSA_{BET}). Zudem wird klar, dass der mittlere Partikeldurchmesser d_{50} nicht ausreicht, um die Wirkung diverser FKM abhängig von Ihrer Feinheit im Spritzbeton zu unterscheiden wie es in der neuen Ausgabe der ÖBV-Richtlinie für Spritzbeton [7] für karbonatische Feinststeinmehle vorgesehen wäre.

2 Materialcharakterisierung feinsten Kalksteinmehle

2.1 Partikelgrößenanalyse mittels Laser-Diffraktion

Die Partikelgrößenverteilung wird mittels Laserbeugung bestimmt, indem die Winkelverteilung des von dispergierten Partikeln gestreuten Laserlichts gemessen und mithilfe eines optischen Modells in eine Größenverteilung umgerechnet wird. Die Methode ermöglicht eine reproduzierbare Analyse über einen breiten Messbereich (typischerweise von etwa 0,1 µm bis 1 Millimeter), wobei zur Interpretation zu beachten ist, dass die Art und Weise der Dispergierung der Pulverproben (Trocken- oder Nass-) deutlichen Einfluss auf das Messergebnis hat. In unserem Fall wurden die Proben als Pulver mit 2,5 bar trocken dispergiert und gemessen (Sympatec HELOS). Oft wird nur der mittlere Korndurchmesser (d_{50}) und der maximale Korndurchmesser (d_{98}) als Charakterisierung von Mehlen angegeben, was allerdings eine sehr beschränkte Information zur eigentlichen Feinheit des Pulvers gibt. Auf den Anteil ultrafeiner Partikeln oder die spezifische Oberfläche kann daraus nicht geschlossen werden.

2.2 Feinheit nach Blaine und spezifische Oberfläche mittels BET-Methode

Die Blaine-Methode (EN 196-6) wurde entwickelt um die Feinheit von Portlandzement zu charakteri-

sieren. Die Blaine-Feinheit wird über die Luftdurchlässigkeit eines verdichteten Pulverbetts aus Zement bestimmt. Dabei wird die Zeit gemessen, die eine definierte Luftmenge benötigt, um das Bett zu durchströmen und daraus die spezifische Oberfläche (cm²/g) abgeleitet. Typische Blaine-Werte für Zemente liegen im Bereich zwischen 3000 und 5500 cm²/g. Für Pulver, welche eine deutlich höhere Feinheit aufweisen und einen hohen Anteil an ultrafeinen Partikeln enthalten, ist die Methode nicht geeignet; hierzu bietet sich die BET Methode nach ISO 9277 an. Die spezifische Oberfläche (SSA_{BET}) wird dabei über die Adsorption eines Gases (meist Stickstoff) an der Materialoberfläche bestimmt. Aus der adsorbierten Gasmenge wird mithilfe der BET-Gleichung die Oberfläche in m²/g (massenbezogen) berechnet.

2.3 Herstellung und Charakterisierung untersuchter Kalksteinmehle

Hochwertige FKM werden beispielsweise von der Fa. OMYA unter der Bezeichnung „Betocarb“ vermarktet. Sie werden durch einen mehrstufigen Prozess, u.a. im Werk in Gummern (Kärnten), hergestellt. Marmor dient als Rohmaterial und wird durch selektiven Bergbau abgebaut, um möglichst reines Material zu gewinnen. Durch weitere Brech-, Wasch- und Reinigungsschritte werden verbleibende unerwünschte Begleitminerale (z.B. Tonminerale) weitestgehend entfernt. Die sehr hohe Feinheit wird durch mehrstufiges Mahlen und Sichten erreicht. Betocarb Produkte erfüllen die Anforderungen gängiger Normen wie EN 12620 und EN 197-1 und übertreffen Anforderungen der neuen ÖBV Richtlinie für Spritzbeton [7] zum Teil deutlich. Die hohe Reinheit wirkt sich positiv in der Endanwendung im Spritzbeton aus und wird wie folgt definiert:

- Karbonat-Gehalt: $\geq 98 \%$ (gefordert $> 90\%$)
- Methylenblau-Wert (Maß für Kontamination mit Tonmineralien): $< 3 \text{ mg/g}$
- Gesamter organischer Kohlenstoff (TOC): $< 0,2\%$

Da die Produktion von FKM keine thermische Behandlung erfordert, weisen sie einen sehr geringen CO₂-Fussabdruck von 54 kg CO₂eq/t auf wie in der Branchen-EPD ausgewiesen wird [8].

Tabelle 1 zeigt die eingesetzten Feinstoffe und ihre wesentlichen Materialkennwerte.

Tabelle 1 Kennwerte der untersuchten Feinstoffe

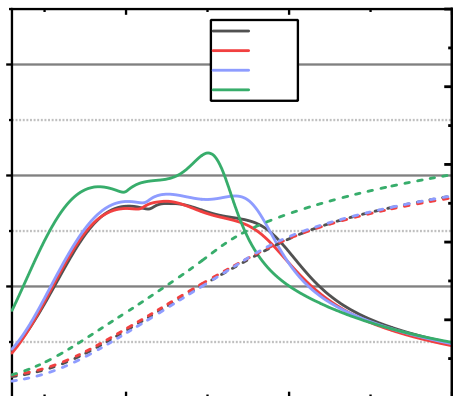
Stoff	Typ	Dichte [g/cm ³]	d ₅₀ [μm]	Blaine [cm ² /g]	BET [m ² /g]
CEM D	CEM I 52,5 N	3,10	9,1	4250	1,2
CEM H	CEM I 52,5 R	3,16	7,1	4308	1,3
QZ	Quarz- mehl	2,67	13,6	3944	0,9
FKM 3	Kalk- steinmehl	2,72	3,0	>10000*)	3,0
FKM 4		2,72	2,6		3,9
FKM 5		2,72	2,2		4,7
FKM 7		2,72	1,5		7,2
FKM 8		2,72	0,9		8,2
FKM 18	Suspension	2,72	0,4	nicht messbar	18,4

*) außerhalb des zuverlässigen Messbereichs

3 Untersuchungen an Bindemittelleimen, Mörteln und Beton

3.1 Einfluss von FKM auf die frühe Hydratation von Bindemittelleimen

Zur Untersuchung des Einflusses mikrofeiner Kalksteinmehle auf die frühe Hydratation beschleunigter Bindemittelleime (BM-Leime) wurden isotherme kalorimetrische Untersuchungen durchgeführt. Dabei wird die Wärmefreisetzung hydratisierender Leime nach Zugabe eines alkalifreien Erstarrungsbeschleunigers (EB) zeitaufgelöst im Kalorimeter (Calmetrix I-Cal 4000) untersucht.



3.1.1 Material & Mischungen

Es wurden drei Kalksteinmehle unterschiedlicher Feinheit (FKM3, FKM5 und FKM7) sowie Quarzmehl (>97% SiO₂) als inert wirkender Referenzfüller in Kombination mit CEM I 52.5 N eingesetzt (Tabelle 2). Ausgehend von 15 M.-% QZ als Füllstoff im Bindemittel in den Referenzmischungen, wurden 5% des QZ durch je ein FKM ersetzt. Die Mischungen wurden mit konstantem W/B-Wert von 0,5 und sowohl ohne EB als auch mit 7 M.-% EB-Zugabe (bezogen auf die Bindemittelmenge) untersucht.

Tabelle 2 Zusammensetzung der Bindemittelleime

Mischung*)	CEM D M.-% vom Bindemittel	QZ	FKM	EB M.-% Zugabe
QZ	85	15	-	-
FKM3	85	10	5	-
FKM5	85	10	5	-
FKM7	85	10	5	-
QZ+EB	85	15	-	7
FKM3+EB	85	10	5	7
FKM5+EB	85	10	5	7
FKM7+EB	85	10	5	7

*) die Bezeichnung zeigt das jeweils verwendete FKM

Leimproben wurden hergestellt, indem zunächst insgesamt 20 g Bindemittel trocken vorgemischt und dann 10 g Wasser zugegeben wurden. Die Leimmischungen wurden anschließend mittels Vortex-Mischer (Velp Scientifica ZX4) 90 Sekunden in Kunststoffbehältern gemischt; nach einer Wartezeit von 30 Minuten wurden die Leime für 15 Sekunden erneut aufgerührt, anschließend mittels 10 ml

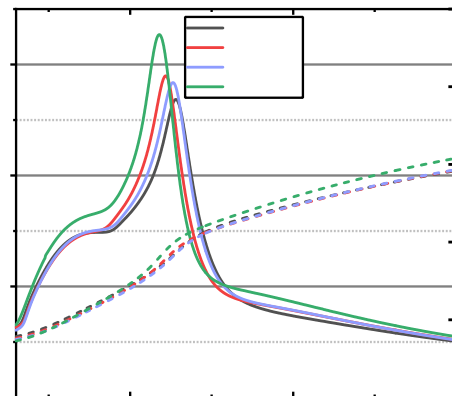


Abbildung 1 Wärmeleistung und freigesetzte Wärmeenergie von Bindemittelleimen mit FKM unterschiedlicher BET-Oberfläche, ohne (links) und mit (rechts) Zugabe von Erstarrungsbeschleuniger

Spritze der Erstarrungsbeschleuniger zugegeben und für 30 Sekunden eingemischt. Mischungen ohne Beschleunigerzugabe wurden analog behandelt, um gleiche Ruhe- und Mischzeiten zu gewährleisten. Anschließend wurden die Behälter samt Leimproben in das isotherme Kalorimeter überführt und die freigesetzte Wärmeenergie über einen Zeitraum von 3 Tagen aufgezeichnet.

3.1.2 Ergebnisse

Abbildung 1 zeigt, dass FKM anstelle von Quarzmehl im BM-Leim bereits ohne EB zu einer höheren Wärmeleistung und höherer insgesamt freigesetzter (Hydrations-)Wärmeenergie führt. Besonders ausgeprägt war dies für FKM7 mit der höchsten spezifischen Oberfläche. Hier beginnt die Reaktion etwa 2 Stunden früherer als ohne FKM. Mit EB zeigt sich der Effekt einer beschleunigten Hydratation durch FKM noch deutlicher. Die Ergebnisse demonstrieren in beiden Fällen eine deutliche Verschiebung der Reaktionsmaxima zu früheren Zeitpunkten sowie eine höhere freigesetzte Wärmeenergie, was auf verstärkte Hydratation der Zementklinkerphasen (Silikat- und Aluminatreaktion) mit zunehmender spezifischer Oberfläche hinweist.

Die vorgestellte Methode der Kalorimetrie dient hier in erster Linie zur Materialcharakterisierung der Stoffe. Ihre Wirkung wird schlussendlich im Mörtel und Spitzbeton bewertet, wie in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben.

3.2 Effekte in beschleunigten Mörteln

3.2.1 Material und Methodik

Zur Quantifizierung des Einflusses mikrofeiner Kalksteinmehle auf die Frühfestigkeit wurden beschleunigte Mörtelprobekörper 40x40x160 mm³ nach dem in [7] beschriebenen Verfahrens durch Zugabe von 6% EB bezogen auf die Bindemittelmenge hergestellt. Es wurde Sand (1/4 mm) mit dem Bindemittel (BM) im Massenverhältnis 3:1 gemischt und ein alkalifreier EB auf Basis von Aluminiumsulfat (Al₂(SO₄)₃) eingesetzt.

Als Referenz diente eine Mischung mit 60 M.-% Portlandzement CEM H und 40 M.-% Quarzmehl QZ als inerten Füllstoff im BM (REF-QZ). In den übrigen Mischungen (Tabelle 3) wurde Quarzmehl schrittweise in zunehmenden Mengenanteilen durch drei Kalksteinmehle unterschiedlicher BET-Oberfläche substituiert (FKM4, FKM8 und FKM18). Somit wurde die spezifischen BET-Oberfläche SSA_{BET} des gesamten BM über die unterschiedliche Feinheit und Menge der FKMs bei ansonsten nahezu identischen Randbedingungen (W/B=0,5=konst., W/Z=0,83=konst., EB-Dosierung 6 M.-%/BM) systematisch variiert.

3.2.2 Ergebnisse und Diskussion

Die Substitution von Quarzmehl durch FKM führte in den beschleunigten Systemen zu einer signifikanten Steigerung der Frühfestigkeit ($f_{cm,6h}$). Wie Abbildung 2 zeigt, korreliert die 6h-Festigkeit äußerst gut

Tabelle 3 Zusammensetzung und spezifische Oberfläche SSA_{BET} des gesamten Bindemittels von systematisch variierten, beschleunigten Mörtelmischungen und deren Druckfestigkeit f_{cm} im Alter von 6h, 24h und 28d

Mischungs- Bezeichnung*)	CEM H [M.-%]	QZ [M.-%]	FKM [M.-%]	SSA _{BET} [m ² /g]	$f_{cm,6h}$ [N/mm ²]	$f_{cm,24h}$ [N/mm ²]	$f_{cm,28d}$ [N/mm ²]
REF-QZ	60	40	-	1,14	1,8	12,0	30,3
FKM4-2	60	38	2	1,19	1,8	13,0	29,1
FKM4-7	60	33	7	1,34	1,9	13,2	29,6
FKM4-15	60	25	15	1,59	2,5	14,4	29,3
FKM4-25	60	15	25	1,88	2,9	15,7	28,5
FKM8-2	60	38	2	1,26	2,3	13,8	31,2
FKM8-7	60	33	7	1,62	2,4	14,5	30,3
FKM8-15	60	25	15	2,23	2,9	16,3	29,0
FKM8-25	60	15	25	2,96	3,8	18,3	28,2
FKM18-2	60	38	2	1,43	2,5	15,2	29,2
FKM18-7	60	33	7	2,30	3,4	15,4	30,6
FKM18-15	60	25	15	3,76	4,4	17,8	33,8
FKM18-25	60	15	25	5,51	5,5	19,5	34,5

*) in der Bezeichnung ist das jeweils verwendete FKM ersichtlich (FKM4, FKM8, FKM18)

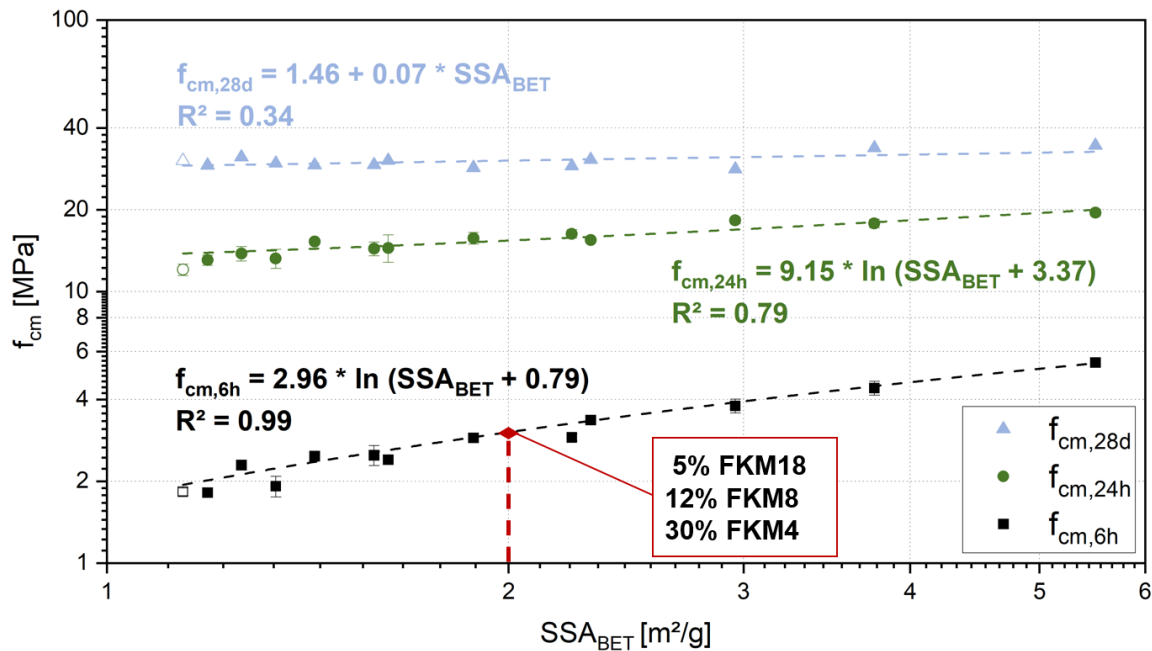


Abbildung 2 Druckfestigkeiten f_{cm} beschleunigter Mörtel in Abhängigkeit der spezifischen Oberfläche des Bindemittels (SSA_{BET}). Es wird am Beispiel von drei Gemischen mit $SSA_{BET}=2$ gezeigt, dass mit entsprechenden Mengenanteilen von unterschiedlich feinen FKM dieselbe SSA_{BET} und Festigkeit (z.Bsp.: $f_{cm,6h}=3$) erzielbar ist

mit der spezifischen Oberfläche (SSA_{BET}) des gesamten Bindemittels ($R^2=0,98$).

Der Einfluss der BET-Oberfläche nimmt mit zunehmendem Prüfalter deutlich ab. Während nach 24 h noch ein moderater Zusammenhang ($R^2=0,79$) erkennbar ist, unterscheiden sich die 28-Tage-Festigkeiten nur geringfügig ($R^2=0,34$). Die Wirkung mikrofeiner Kalksteinmehle beschränkt sich somit überwiegend auf die frühe Hydratationsphase.

Die gesamte $SSA_{BET,BM}$ des Bindemittels ergibt sich gemäß Gleichung (1) aus den Massenanteilen x_i und der spezifischen Oberflächen $SSA_{BET,i}$ der einzelnen Bestandteile.

$$SSA_{BET,BM} = \sum x_{ci} \cdot SSA_{BET,i} \quad (1)$$

Die Frühfestigkeit $f_{cm,6h}$ lässt sich mittels der in Abbildung 3 dargestellten logarithmischen Funktion aus $SSA_{BET,BM}$ gut abschätzen. Dieselbe Frühfestigkeit kann folglich mit unterschiedlichen FKM in entsprechender Dosierung erreicht werden. Zum Beispiel kann $f_{cm,6h}$ von rund 3 N/mm² bei $SSA_{BET,BM}=2$ rechnerisch sowohl mit 30 M.-% des FKM4 als auch mit 12 M.-% des FKM8 oder mit 5% des FKM18 erreicht werden. Praktisch waren in unserem Fall rund 15 M.-% von FKM8 oder 25% von

FKM4 für $f_{cm,6h} \sim 3$ N/mm² erforderlich (Abbildung 2). Das bedeutet eine Steigerung um rund 60% gegenüber der Referenzmischung REF-QZ ($f_{cm,6h}=1,8$ N/mm²) und liegt deutlich in der Frühfestigkeitsklasse >J2 für konstruktiven Spitzbeton (siehe nächstes Kapitel). Gemäß ÖBV-Richtlinie wird die Zugabemenge von FKM aus mehreren Gründen auf max. 15 M.-% des Bindemittels für normale Spritzbetonanwendungen und auf <10 M.-% für sulfatbeständigen Spritzbeton limitiert. In unserem Fall ist folglich FKM4 ungeeignet für eine ausreichende Frühfestigkeitssteigerung, es muss FKM8 mit einer $SSA_{BET} \sim 8$ m²/g und einem Mengenanteil von ~15 M.-% im BM eingesetzt werden, und die erforderliche Frühfestigkeit in J2 zu erzielen.

Die Limitierung des Mengenanteils an FKM im BM ist u.a. sinnvoll, um im Falle zunehmender Portlandzementklinkersubstitution einen Verdünnungseffekt zu vermeiden (mit zunehmenden W/Z-Wert), welcher insbesondere die spätere Festigkeit (28d) reduziert. Eine Frühfestigkeitssteigerung bei gleichzeitiger Klinkersubstitution kann effektiv mit gegebenem Mengenanteil an FKM folglich nur durch Erhöhung der SSA_{BET} des FKM erreicht werden.

Zur Bindemitteloptimierung von Multikompositensystemen aus Portlandzement, FKM und weiteren

puzzolanischen oder latent hydraulischen Zusatzstoffen (SCMs) sollte zudem auf eine hohe Packungsdichte des Gemisches abgezielt werden, welche mit feinsten Mikrofüllern wesentlich effektiver erreichbar ist als mit größeren Füllern [4,9].

Um den beschleunigenden Effekt von feinstem Kalksteinmehl auf die frühe Hydratation von Spritzbeton zu erklären, werden die Erkenntnisse aus [1,2] hier kurz zusammengefasst. Die Zugabe des sauren EB senkt den pH-Wert der Porenlösung und führt über mehrere Stufen zur Übersättigung der Porenlösung in Bezug auf Calcium-(Aluminium)-Silikat-Hydrate (C-(A)-S-H) und zu einem Ausfällen derselben in Form von Nukleationskeimen. Das feine Kalksteinmehl stellt eine bevorzugte Oberfläche für die Präzipitation dieser C-(A)-S-H-Keime dar. Obwohl diese, nach der EB-Zugabe ausgefällt, C-(A)-S-H-Keime nicht unmittelbar zur Festigkeitsbildung beitragen, stellen sie die Grundlage für ein beschleunigtes Wachstum von festigkeitsbildenden C-(A)-S-H-Phasen wenige Stunden später dar [1]. Des Weiteren kommt es im vorliegenden System mit FKM zu einer Bildung von Hemi- oder Monocarboaluminat, welches die Frühfestigkeitsentwicklung positiv beeinflusst.

Die Untersuchung von Leimproben im Rasterelektronenmikroskop (MIRA 3 TESCAN, nach Beschichtung mit Kohlenstoff bei einer Spannung von 5 kV) zeigen sehr schön, wie sich bald nach EB-Zugabe zu einer Mischung aus CEMI+FKM8+Wasser

CSH-Phasen auf der Oberfläche von FKM als Nukleationskeime bilden (Abbildung 3).

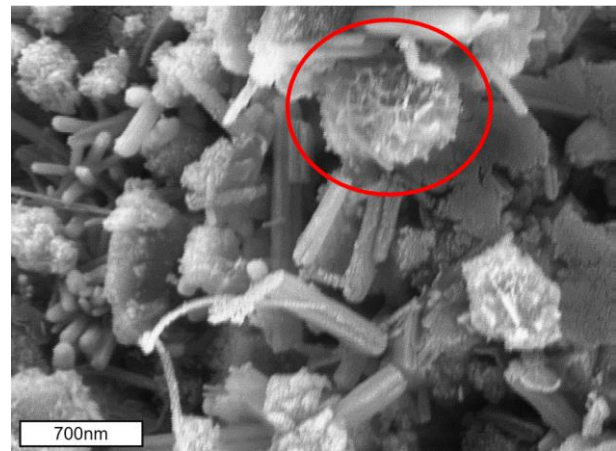


Abbildung 3: Hydratphasenbildung auf der FKM-Oberfläche gleich nach EB-Zugabe zu einer Mischung (C-S-H-Keime im roten Kreis, daneben nadelförmiger Ettringit)

3.3 Validierung im großmaßstäblichen Spritzbetonversuch

Die an Bindemittelleimen und Mörteln beobachteten Zusammenhänge wurden anschließend an großmaßstäblichen Spritzbetonversuchen im Rahmen der Branchenforschungsprojekte *ASSpC* und *SpOC* überprüft und damit CO₂-reduzierte Spritzbetone entwickelt.

Hierzu wurde Nassspritzbeton in einem Transportbetonwerk hergestellt, mittels Fahrmixer zum



Abbildung 4 Spritzversuche bei der TB Betonwerk Zams GmbH

Versuchsstollen transportiert und mit einem Spritzmobil (SIKA PM 500) verarbeitet (Abbildung 4). Die Mischungen wurden mit einem Wasser/Bindemittelwert von 0,46–0,48 und einer gebrochenen, dolomitischen Gesteinskörnung 0/8 mm hergestellt (Details zum Versuchsprogramm in [4]). Hier werden exemplarisch drei Spritzbetone mit folgenden Bindemitteln gezeigt:

- **CEM SR0:** 100 M.-% CEM I SR0 (Referenz),
- **SR0-FKM:** 90 M.-% CEM I SR0 + 10 M.-% FKM8, zeigt die Wirkung von FKM alleine
- **SR0-SLD:** 60 M.-% CEM I SR0, 18 M.-% Hüttensand, 15 M.-% FKM8 und 7 M.-% Silika-staub (zeigt die Wirkung der Zusatzstoffkombination).

In diesem Fall wurde Portlandzement (CEM I SR0) mit erhöhter Sulfatbeständigkeit, FKM 8 und eine Kombination mit weiteren reaktiven Zusatzstoffen im Bindemittel eingesetzt (SR0-SLD).

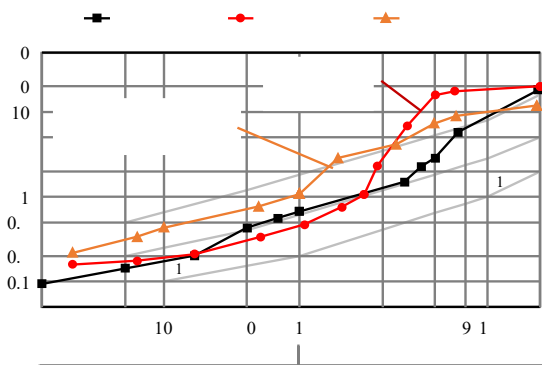


Abbildung 5 Frühfestigkeitsentwicklung von verschiedenen, CEM-I-SR0 basierten Mischungen innerhalb der Festigkeitsklassen J1–J3 der ÖBV-Richtlinie Spritzbeton [7]

Die Frühfestigkeitsentwicklung wurde entsprechend der ÖBV-Richtlinie Spritzbeton [7] mittels Penetrationsnadel- (im Messbereich von 0,2 bis 1 N/mm²) bzw. Setzbolzenverfahren (>1 N/mm²) bestimmt. Abbildung 5 zeigt die Frühfestigkeitsentwicklung innerhalb der Grenzwerte aus [7], wobei Festigkeiten > J2 für konstruktiven Spritzbeton angestrebt werden. Die Zugabe von 10 M.-% FKM8 beschleunigte die Frühfestigkeitsentwicklung gegenüber der Referenzmischung mit reinem Portlandzement deutlich im Zeitraum von etwa 2 bis 6h.

Besonders ausgeprägt war dieser Effekt beim Multikompositbindemittel SR0-SLD, das trotz eines um rund 40 % reduzierten Klinkergehalts eine kontinuierlich hohe Frühfestigkeitsentwicklung zeigte. Gleichzeitig konnte das Global Warming Potential (GWP) des Spritzbetons von etwa 418 auf 282 kg CO₂eq/m³ reduziert werden, was einer Verringerung um rund 33% entspricht [4,10].

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass mikrofeine Kalksteinmehle die Frühfestigkeitsentwicklung alkalifrei beschleunigter Spritzbetone wirksam verbessern (als „Erhärtungsbeschleuniger“ in klinkerarmen Bindemitteln). Ursächlich hierfür ist insbesondere der Keimbildungseffekt des Kalksteinmehls, der nach der Zugabe des Erstarrungsbeschleunigers die Bildung von C-(A)-S-H-Phasen fördert und damit die frühe Hydratation beschleunigt. Besonders ausgeprägt ist dieser Effekt in Bindemittelsystemen mit puzzolanischen bzw. latent-hydraulischen Zusatzstoffen. In solchen Systemen, die üblicherweise eine geringere Festigkeitsentwicklung aufweisen, trägt FKM wesentlich dazu bei, durch Klinkersubstitution bei moderaten EB-Gehalten eine signifikante Reduktion des GWP (CO₂eq) bei äquivalenter Leistungsfähigkeit des Spritzbetons zu erreichen.

Die Untersuchungen zeigen ferner, dass die BET-Oberfläche SSA_{BET} die Wirksamkeit mikrofeiner Kalksteinmehle gut beschreibt, während der mittlere Partikeldurchmesser d_{50} oder die Blaine-Feinheit alleine dafür unzureichend sind. Die Definition der Feinheit von feinsten Gesteinsmehlen in der ÖBV-Richtlinie Spritzbeton 2025 [7] über das Kriterium von $d_{50} < 3 \mu\text{m}$ ist daher nicht geeignet, um deren Wirksamkeit in Spritzbeton zuverlässig zu charakterisieren. Ergänzend zu den bestehenden Anforderungen sollte die spezifische Oberfläche mittels BET-Methode bestimmt werden. Die vorliegenden Ergebnisse zeigen, dass für eine wirksame Frühfestigkeitssteigerung bei limitierten Dosierungen von maximal 15 M.-% im Bindemittel BET-Oberflächen von mehr als 4 m²/g erforderlich sind. Der Mengenanteil an FKM im Bindemittel sollte zudem limitiert werden, weil im Falle zunehmender Klinkersubstitution ein Verdünnungseffekt eintritt

(d.h. zunehmenden W/Z-Wert), welcher die Festigkeit reduziert. Eine Frühfestigkeitssteigerung kann effektiv folglich durch Erhöhung der SSA_{BET} des FKM bei konstantem Mengenanteil erreicht werden.

Obwohl die Bedeutung dieser Mechanismen in der aktuellen Spritzbeton-Richtlinie nicht explizit berücksichtigt wird, werden die Unterschiede in der Leistungsfähigkeit diverser FKM zwangsläufig im Rahmen der erforderlichen Eignungsprüfungen sichtbar. Um bereits zuvor in der Phase der Mischungsentwicklung geeignete Bindemittelsysteme identifizieren zu können, wird empfohlen, FKM mit einem d₅₀ deutlich kleiner als 3,0 µm in Multikompositbindemitteln einzusetzen und die ausreichend hohe, mittels BET gemessene, spezifische Oberfläche als maßgebliches Auswahlkriterium für die Vorauswahl geeigneter Produkte heranzuziehen. Zudem sind Vorversuche mit beschleunigten Bindemitteln bzw. Mörteln mithilfe der Kalorimetrie bzw. Mörtelfestigkeitsprüfungen sinnvoll.

5 Danksagung

Die Autoren danken dem gesamten Forschungsteam der Projekte „ASSpC“ (Advanced Sustainable Sprayed Concrete) und „SpOC“ (Sprayed Optimized Concrete), der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) mit den an den Projekten beteiligten Partnern sowie der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) für die Förderung der Projekte (Projektnr. 856080 und FO999912418).

6 Literatur

- [1] Briendl LG, Mittermayr F, Baldermann A, Steindl FR, Sakoparnig M, Letofsky-Papst I et al. *Early hydration of cementitious systems accelerated by aluminium sulphate: Effect of fine limestone*. Cement and Concrete Research 2020;134:106069. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106069>.
- [2] Galan I, Briendl L, Thumann M, Steindl F, Röck R, Kusterle W et al. *Filler Effect in Shotcrete*. Materials (Basel) 2019;12(19). <https://doi.org/10.3390/ma12193221>.
- [3] Galan I, Baldermann A, Kusterle W, Dietzel M, Mittermayr F. *Durability of shotcrete for underground support– Review and update*. Construction and Building Materials 2019;202:465–93. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.151>.
- [4] Juhart J, Briendl L, Mittermayr F, Röck R, Thumann M, Kusterle W. *Mischungsentwicklung von nachhaltigem Spritzbeton mit kombinierten Zusatzstoffen: Beton Graz '18*. In: Tue NV, Krüger M, Freytag B, Baldermann C, Schuster D, editors. Beton Graz '18: 4. Grazer Betonkolloquium 20./21. September 2018. Graz: Verlag der Technischen Universität Graz; 2018.
- [5] Steindl FR, Galan I, Baldermann A, Sakoparnig M, Briendl L, Juhart J et al. *Sulfate durability and leaching behaviour of dry- and wet-mix shotcrete mixes*. Cement and Concrete Research 2020;137:106180. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106180>.
- [6] Sakoparnig M, Galan I, Steindl FR, Kusterle W, Juhart J, Grengg C et al. *Durability of clinker reduced shotcrete: Ca²⁺ leaching, sintering, carbonation and chloride penetration*. Mater Struct 2021;54(2):1–23. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01644-7>.
- [7] ÖBV - Österr. Bautechnik Vereinigung. *Richtlinie Spritzbeton*. Wien: ÖBV; 2026.
- [8] International EPD System. *EPD-IES-0005193:002 (S-P-05193) Dry ground calcium carbonate (GCC-Dry) Ultrafine - Sector EPD*. [June 25, 2026]; Available from: <https://www.environdec.com/library/epd5193>.
- [9] Juhart J, David G-A, Saade MRM, Baldermann C, Passer A, Mittermayr F. *Functional and environmental performance optimization of Portland cement-based materials by combined mineral fillers*. Cement and Concrete Research 2019;122:157–78. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.001>.
- [10] Juhart J, Mittermayr F, Briendl L, Sakoparnig M, Thumann M, Maciel Soares AC et al. *Balancing Performance, Durability and CO₂ Reduction in Shotcrete: Multi-Criteria Design and Full-Scale Validation*. Construction and Building Materials 2026 under review.

Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff zur Herstellung zementreduzierter Konstruktionsbetone

Dr.-Ing. Christian Herget

DB Bahnbau Gruppe GmbH, Stuttgart, Deutschland

Dr.-Ing. Tilo Proske

Technische Universität Darmstadt, Darmstadt, Deutschland

KURZFASSUNG:

Die Verwendung von Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff ist bereits heute in vielen Anwendungen im Betonbau möglich. Jedoch darf dieses im Rahmen des Mischungsentwurfs bislang nicht auf den Mindestzementgehalt und den Wasser-Zement-Wert (w/z) nach EN 206/DIN 1045-2 angerechnet werden. In diesem Beitrag soll zunächst gezeigt werden, dass in der Vergangenheit bereits eine Vielzahl von Untersuchungen zum Verhalten von Betonen mit unterschiedlichen Kalksteinmehlgehalten durchgeführt wurden, wobei gezeigt werden kann, dass Kalksteinmehl einen signifikanten Beitrag zur Erhöhung der Festigkeit und Verbesserung der Dauerhaftigkeit leistet. Auf Grundlage dieser Untersuchungsergebnisse wird abgeleitet, dass Kalksteinmehl beim Mischungsentwurf mit einem Faktor von $k = 0,15$ auf den w/z -Wert und vollständig auf den Mindestzementwert angerechnet werden kann. Mit diesem k -Wert kann eine dem Referenzbeton ohne Kalksteinmehl vergleichbare Leistungsfähigkeit sichergestellt werden, da bei Substitution von Zement durch Kalksteinmehl ein direkter Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit besteht. Durch die konsequente Anwendung dieses Ansatzes kann der Zementklinkergehalt im Beton deutlich reduziert werden, was mit geringeren Herstellkosten und Umweltwirkungen verbunden ist.

1 Einleitung

Bereits in den Anfängen der Betonherstellung wurden Gesteinsmehle verwendet, da die Herstellung der ersten Bindemittel und später von Portlandzementklinker sehr aufwendig sowie aufgrund des hohen Energiebedarfs kostenintensiv war. Gesteinsmehl dagegen lag häufig als Abfallprodukt bei der Herstellung von Gesteinskörnung vor. Zusätzlich war die Herstellung von Gesteinsmehlen nur durch das technologisch einfache Mahlen von Gestein günstig und auch lokal zu realisieren. Gesteinsmehl zeigte außerdem gute Verwendungseigenschaften mit den damals noch sehr groben Portlandzementen im Beton [1]. Mit zunehmender Industrialisierung entstanden neue industrielle Nebenprodukte, die erfolgreich als Betonzusatzstoffe bzw. Zementhauptbestandteile eingesetzt wurden. Hierbei wurde zum Beispiel gemahlene Hochofenschlacke bereits sehr

früh in Eisenportland- und Hochofenzementen verwendet, um den Zementklinkergehalt weiter zu reduzieren. In den 1970er-Jahren gewann die Herstellung von Zementen mit Kalksteinmehl an Bedeutung, da durch die Ölkrise die Brennstoffkosten deutlich gestiegen waren und durch die Verwendung von Kalksteinmehl im Zement die Gehalte an brennstoffintensivem Zementklinker reduziert werden konnten. Darüber hinaus wurden auch Ersatzbrennstoffe wie Altreifen oder Klärschlamm hinsichtlich ihrer Eignung für die Herstellung von Zement gesucht, um den Bedarf an fossilen Energieträgern zu senken.

Heute ist die Verwendung von alternativen Zementhauptbestandteilen und Betonzusatzstoffen teils betontechnologisch begründet, da sie die Eigenschaften im Frisch- und Festbeton in signifikanter Weise verbessern. Die Reduktion des Zementklinkergehalts resultiert auch in einer Reduktion der klima-

schädlichen Treibhausgase, die bei der Zementklinkerproduktion in großem Maße freigesetzt werden. Hier kann Kalksteinmehl die effiziente Nutzung von Zementklinker und anderen Zementhauptbestandteilen unterstützen. Diese sollten nur in technisch erforderlichen Mengen eingesetzt und so weit wie möglich durch Kalksteinmehl ergänzt bzw. teilweise ersetzt werden. In einem CEM II/C-M oder CEM VI Zement wird der Zementklinkergehalt größtenteils durch Hüttensand reduziert, jedoch vergleichbar zu einem CEM II ergänzend um bis zu 20 M.-% durch Kalksteinmehl ersetzt. Die Anwendung dieser Zemente ist jedoch normativ teilweise beschränkt und der Kalksteinmehlanteil auf 20 M.-% des Gesamtbindemittels begrenzt, wobei im Schnitt etwa nur 7 M.-% eingesetzt werden [2]. Für eine weitere Reduktion des Zementklinkergehalts können Betonzusatzstoffe eingesetzt werden, die reaktive Eigenschaften aufweisen. Aufgrund der Umstellung der Energieproduktion und anderer Industrieprozesse rücken kalzinierte Tone als bedarfsgerecht herstellbare reaktive Zementhauptbestandteile in den Blick der Forschung. Diese werden derzeit insbesondere in Kombination mit Kalksteinmehl als ternäres Bindemittel untersucht [3]. Kalksteinmehl bietet sich als Füllstoff im zementären Bindemittelbereich an, da es bereits in der Zementproduktion etabliert und global in großen Mengen verfügbar ist, was Abbildung 1 verdeutlicht.

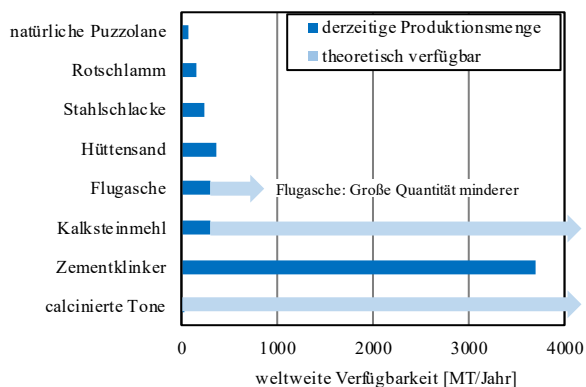


Abbildung 1: Weltweite Produktionsmenge und Verfügbarkeit von Zementklinker und Zementersatzstoffen [9]

Darüber hinaus werden Kalksteinmehle auch für die Herstellung von sehr fließfähigen und selbstverdichtenden Betonen eingesetzt, da hierfür ein hoher Mehlkorngelbst im Beton erforderlich ist. Hierbei kann Kalksteinmehl den Wasseranspruch der Be-

tonmischung herabsetzen und führt zu einer Verflüssigung des Zementleims, was auch in Kombination mit Flugasche erhöht werden kann. Dies wird unter anderem erreicht, indem die Packungsdichte im Mehlkornbereich mit einer abgestimmten Kombination aus Zement und Kalksteinmehl verbessert wird, sodass das Zugabewasser den Leim in eine Suspension überführt. Dabei wird deutlich, dass durch die Packungsdichteverbesserung durch Kalksteinmehl teilweise ein geringerer Wassergehalt erforderlich wird als bei einem Mehlkorn aus reinem Zement. Durch die inerten Eigenschaften von Kalksteinmehl ist der Wasseranspruch generell geringer als von Zementklinker. Hierbei können jedoch neben Kalksteinmehl auch andere Gesteinsmehle wie Quarz- oder Basaltmehl zum Einsatz kommen [1][2][4].

Wenn der Zementklinker beim Anmachen mit Wasser langsam in Lösung geht, dient das Kalksteinmehl als Kristallisationskeim und steigert die Reaktivität des Zementklinkers [5]. Bei selbstverdichtenden Betonen mit Kalksteinmehl wurde erkannt, dass Kalksteinmehl die Druckfestigkeit von Beton steigern kann. Durch die Auffüllung von feinen Poren erhöht Kalksteinmehl dabei auch die Dichtigkeit des Zementleims und reduziert die Permeabilität. Diese Faktoren führen gemeinsam zu einem dauerhafteren, jedoch auch höherfesten Beton. Dabei wird das Kalksteinmehl nicht auf den Wasser-Zement-Wert (w/z -Wert) angerechnet und darf auch nicht zum Erreichen des Mindestzementgehalts hinzugezogen werden.

Ziel dieses Beitrags ist die Ableitung eines Anrechnungsfaktors (k -Wert) für Kalksteinmehl auf Basis des Prinzips der vergleichbaren Leistungsfähigkeit sowie die Bewertung der daraus resultierenden Potenziale zur Reduktion des Zementklinkergehalts.

2 Ableitung eines k -Wertes für Kalksteinmehl auf Basis des Prinzips der vergleichbaren Leistungsfähigkeit

Verschiedene Untersuchungen zeigten bereits, dass nicht nur selbstverdichtende Betone mit Kalksteinmehl höhere Druckfestigkeiten und eine verbesserte Dauerhaftigkeit aufweisen als Referenzbetone (gleicher Leimgehalt, gleicher w/z -Wert) ohne Kalksteinmehl. Dies wird sowohl auf die begrenzte chemische Reaktivität des Kalksteinmehls mit den

Aluminatphasen des Zementklinkers als auch auf physikalische Effekte zurückgeführt. Vor allem steigt die Leistungsfähigkeit des Betons mit Kalksteinmehl aufgrund physikalischer Effekte durch die erhöhte Kristallisationskeimbildung der Zementreaktion auf den großen Oberflächen des Kalksteinmehls.

Wird jedoch Kalksteinmehl - vergleichbar zu einem CEM-II/A-LL - dem Zementklinker hinzugefügt und vollständig auf den Zementgehalt und den w/z -Wert als Zementhauptbestandteil angerechnet, zeichnet sich ab, dass die Leistungsfähigkeit, insbesondere die Druckfestigkeit, zunächst bis zu einem Kalksteinmehlgehalt von etwa 5 M.-% ansteigt, dann jedoch aufgrund des Verdünnungseffektes abfällt [6]. Dies wird zwar durch eine verbesserte Korngrößenverteilung bei der gemeinsamen Mahlung von Zementklinker und Kalksteinmehl reduziert, wobei der vergleichsweise weiche Kalkstein deutlich feiner aufgemahlen wird als der Zementklinker. Um diese Effekte zu kompensieren, wird auch der Zementklinker feiner aufgemahlen als in einem reinen Portlandzement, wodurch dieser eine höhere Reaktivität ausweist. Diese Effekte werden in Abbildung 2 verdeutlicht.

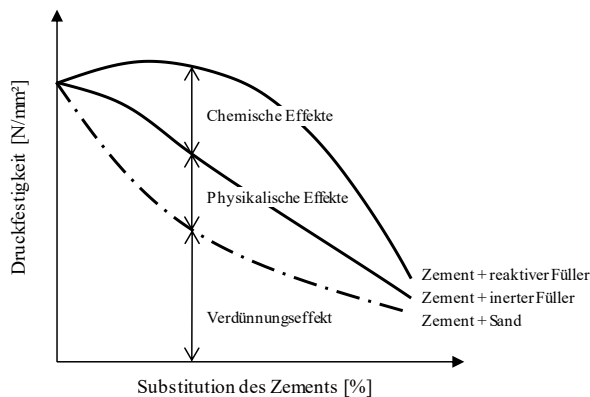


Abbildung 2: Einfluss von chemischen und physikalischen Effekten und dem Verdünnungseffekt von Betonzusatzstoffen auf die Druckfestigkeit bei Substitution des Zementgehalts und einem konstanten Wassergehalt. [9]

Bei höheren Kalksteinmehlgehalten nimmt die Leistungsfähigkeit hingegen infolge des Verdünnungseffektes ab. Ein CEM-II/B-LL mit bis zu 35 % Kalksteinmehl kann demnach nur noch für einen Beton mit der Expositionsklasse XC2 verwendet werden und erreicht als Zement die Festigkeits-

klasse 32,5 R [7]. Allerdings besteht die Möglichkeit, das Wasser-Bindemittel-Verhältnis bzw. den absoluten Wassergehalt anzupassen (zu reduzieren), um dennoch dauerhafte Betone herstellen zu können [8].

In Abbildung 3 wird grafisch verdeutlicht, welchen Einfluss eine Verwendung von Kalksteinmehl als Zementhauptbestandteil (a), Füller (b) oder Betonzusatzstoff (c) auf die Mischungsrezeptur bewirkt. Nachfolgend wird die Anrechnung von Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff (c) betrachtet, wobei ein konstantes Leimvolumen vorausgesetzt wird.

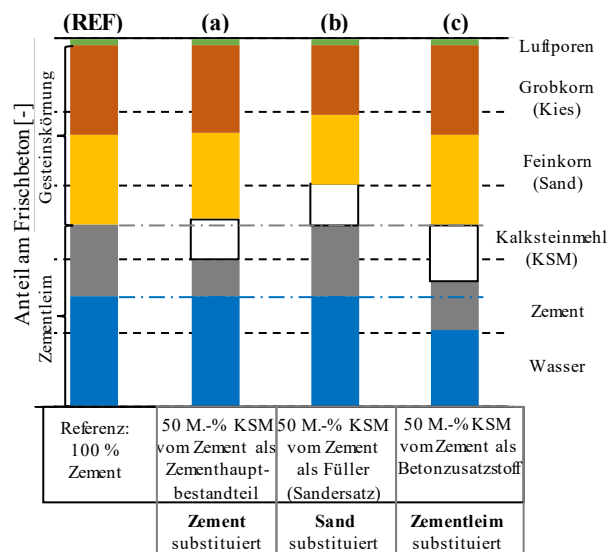


Abbildung 3: Einfluss des Kalksteinmehls auf den Mischungsentwurf bei Verwendung von Kalksteinmehl als Zementhauptbestandteil (a), Füller (b) oder Betonzusatzstoff (c), vgl. [9]

Werden Betone mit Kalksteinmehl mit Betonen mit vergleichbaren Mischungsverhältnissen jedoch ohne Kalksteinmehl verglichen, ergibt sich die Darstellung in Abbildung 4. Dabei wird deutlich, dass unterschiedliche Betone bei einem vergleichbaren w/z -Wert mit steigendem Kalksteinmehlgehalt auch höhere Druckfestigkeiten erreichen. Durch diese Steigerung der Druckfestigkeit lässt sich mit dem Prinzip der gleichwertigen Betonleistungsfähigkeit nach DIN EN 206-1 und CEN TR 16639 ein Anrechenbarkeitsfaktor für den an sich inerten Betonzusatzstoff Kalksteinmehl mit Formel (1) errechnen.

$$k = \frac{z_a \left(\frac{\omega_a}{\omega_0} - 1 \right)}{a} \quad [-] \quad (1)$$

Dabei stellt ω_0 den w/z -Wert eines Referenzbetons ohne Kalksteinmehl dar, der die gleiche Druckfestigkeit erreicht, wie ein Beton mit Kalksteinmehl

mit demselben Basiszement, jedoch mit dem Anteil a an Kalksteinmehl, dem Zementgehalt z_a und dem w/b -Wert w_a .

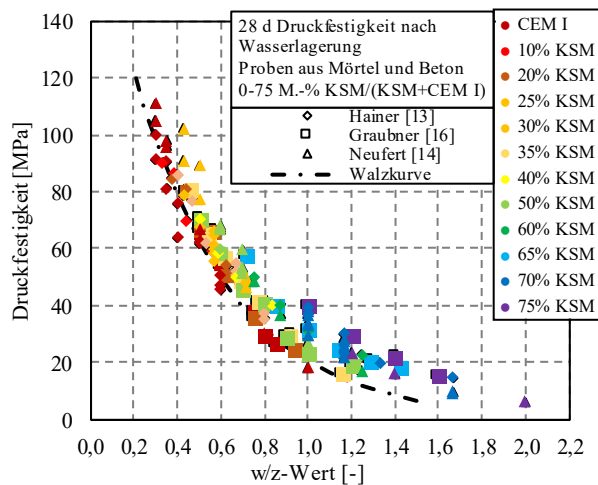


Abbildung 4: Zusammenhang zwischen w/z -Wert und Druckfestigkeit von Mörtel und Beton mit Kalksteinmehl, vgl. [9]

Daraus kann der Anrechenbarkeitsfaktor k ermittelt werden, der in DIN 1045-2 bereits für Hüttensand, Flugasche und Silikastaub ermittelt wurde. Da Kalksteinmehl als inerter Betonzusatzstoff Typ I in DIN 1045-2 enthalten ist, wird ihm keine Reaktivität und demnach keine Festigkeitssteigerung zugesagt. Dass Kalksteinmehl jedoch eine Festigkeitssteigerung bewirkt, zeigen auch Forschungen von [10][11][12][13][14][15]. Werden für die Werte aus Abbildung 4 in Kombination mit weiteren Werten die Anrechenbarkeitsfaktoren ermittelt, ergeben sich die k -Werte für Kalksteinmehl in Abbildung 5. Abbildung 5 zeigt auch, dass der Anrechenbarkeitsfaktor mit zunehmendem Kalksteinmehlgehalt abnimmt. Bei einem sehr geringen Kalksteinmehlgehalt ist dieser demnach am höchsten (vgl. $k = 0,50$ bei 5 M.-% Kalksteinmehl). Aus betontechnologischen Aspekten ist ein Kalksteinmehlgehalt von mehr als 50 M.-% vom Bindemittelgehalt grenzwertig, wobei hier noch ein k -Wert von 0,15 mit dem 5 % Quantilwert erreicht werden kann. Dieser Wert ist etwas geringer als der k -Wert für Kalksteinmehl in der französischen Norm NF-P 18-508. Als vereinfachter allgemeiner Vorschlag wird ein konstanter k -Wert von $k = 0,15$ bis zu einem Kalksteinmehlgehalt von 50 M.-% im Bindemittel empfohlen. Damit wird auch bei hohen Kalksteinmehlgehalten eine vergleichbare Leistungsfähigkeit erreicht.

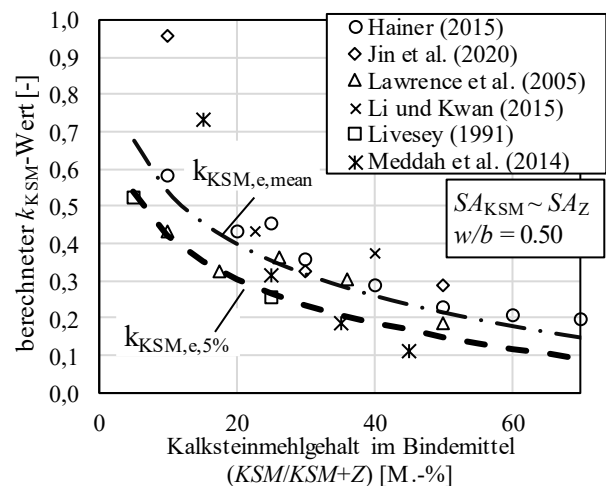


Abbildung 5: Ableitung des k -Wertes für Kalksteinmehl auf Basis von Versuchsergebnissen, vgl. [10][11][12][13][14][15]

In Abbildung 6 ist ein Vergleich der Werte aus Abbildung 4 dargestellt, wenn das verwendete Kalksteinmehl mit einem k -Wert von 0,15 auf den w/z -Wert angerechnet wird. Deutlich zu erkennen ist eine Verschiebung der Datenpunkte auf die angegedeutete Walzkurve, den Zusammenhang von w/z -Wert und Druckfestigkeit mit einer ausreichenden Übereinstimmung bis hin zu hohen Kalksteinmehlgehalten. Bei sehr geringen Kalksteinmehlgehalten liegen die Werte für die Druckfestigkeit noch über den Werten der Betone mit weniger oder ohne Kalksteinmehl bei gleichem w/z_{eq} Wert.

$$w/z_{eq} = \frac{w}{Z + k_{KSM} \cdot KSM} \quad [-] \quad (2)$$

Da für die Herstellung von dauerhaften Betonbauwerken die Stahlbewehrung vollständig von Beton eingeschlossen sein muss und der Beton mit einer ausreichenden Verdichtung und ein dichtes Gefüge enthalten muss, wird das erforderliche Leimvolumen anhand der Packungsdichte der verwendeten Gesteinskörnung ermittelt. Durch maximale w/z_{eq} -Werte in Abhängigkeit der Expositionsklasse ergibt sich daraus ein Mindestzementgehalt. Dieses Leimvolumen kann auch zu Anteilen aus Kalksteinmehl bestehen, sofern der gesamte Zementleim ausreichend dauerhaft ist, was maßgeblich durch den w/z_{eq} -Wert und die Leimzusammensetzung erreicht wird. Daraus lassen sich die Anwendungsgrenzen in Tabelle 1 als Vorschlag für die praktische Umsetzung ableiten [9][21].

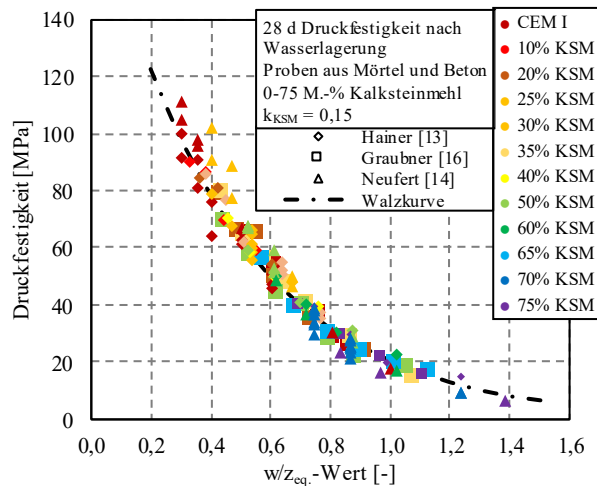


Abbildung 6: Zusammenhang zwischen w/z_{eq} -Wert und Druckfestigkeit für einen k -Wert des Kalksteinmehls von 0,15, vgl. [9]

Tabelle 1: Anwendungsgrenzen für die Verwendung von Kalksteinmehl als anrechenbarer Betonzusatzstoff in Anlehnung an [9][21]

Anforderungen an das Kalksteinmehl

Anforderungen nach DIN EN 12620 und DIN 197-1

$\text{CaCO}_3 > 75 \text{ M.-%}$

Blaine Wert: $5000 \pm 1000 \text{ cm}^2/\text{g}$

MB-Wert $< 1,2 \text{ g}/100\text{g}$

$\text{NaO}_{eq.} < \text{NaO}_{eq.} \text{ Basiszement}$

Äquivalenter w/z -Wert

$w/z_{eq.} = w/(z + k_{KSM} \times KSM)$ mit $k_{KSM} = 0,15$

max. $KSM = z$

$z + KSM \geq \text{min. } z$

$z \geq 0,5 \text{ min. } z$

min. z nach DIN EN 206 mit DIN 1045-2

Es ist zu beachten, dass sich bei Verwendung von Kalksteinmehl als (anrechenbarem) Betonzusatzstoff in der Regel geringe Wasser-Bindemittel-Werte als bei Betonen mit ausschließlich Portlandzement ergeben. Dadurch sinkt der absolute Wassergehalt im Beton bei gleichem Leimvolumen. Dies hat entsprechende Auswirkungen auf die Verarbeitbarkeit, weshalb eine Substitution des Portlandzementes nur bis zu gewissen Grenzen möglich ist (vgl. Abschnitt 3 und 5).

3 Frischbetoneigenschaften beim k -Wert-Ansatz

Die notwendige Reduzierung des Wassergehalts kann bei steigenden Kalksteinmehlanteilen zu einer deutlichen Erhöhung der Viskosität führen [16].

Durch die Sicherstellung eines für Verarbeitung ausreichenden Leimgehalts sowie den Einsatz von geeigneten Fließmitteln können jedoch gute Verarbeitbarkeitseigenschaften wie aus Abbildung 7 ersichtlich erreicht werden. Die Dosierung von Fließmitteln liegt typischerweise zwischen 0,5 und 2 M.-% bezogen auf den Kalksteinmehlanteil.

Ergebnisse aus [16] zeigen, dass eine Reduzierung des Wasser-Bindemittel-Werts (w/b) unter 0,35 die Viskosität des Frischbetons deutlich erhöht. Dabei wurde ein konstanter Ausbreitwert gemäß EN 12350-5 durch Anpassung der Dosierung von Fließmitteln erreicht. Die benötigte Menge an Fließmitteln steigt insbesondere mit der Feinheit und dem Methylenblauwert (Tongehalt) des Kalksteinmehls, sodass häufig ein speziell auf das Kalksteinmehl abgestimmtes Fließmittel erforderlich ist.



Abbildung 7: Ausbreitmaß eines Betons mit 50% Kalksteinmehl im Bindemittel und einem $w/z_{eq.}$ -Wert von 0,50

Im Zusammenhang mit der Herstellung massiver Betonbauteile ist zu beachten, dass aufgrund der Reduzierung des Anteils reaktiver, festigkeitsbildender Bestandteile die Hydrationswärme verringert wird. Daher sind klinkerarme und kalksteinmehlreiche Betone sehr gut für massige Bauteile geeignet. In Kombination mit Hüttensand oder kalzinierten Tonen kann der Klinkeranteil – und damit auch die Hydrationswärme – weiter reduziert werden [3]. Besonders bei kalten Temperaturen, bei denen die Hydrationswärme für die Abbindung des Betons ausdrücklich erwünscht ist, ist dies zu berücksichtigen und bei Bedarf mit geeigneten Maßnahmen gegenzusteuern. Mit einer Reduzierung des Zement- bzw. Portlandzementklinkeranteils wird Beton im

Allgemeinen empfindlicher gegenüber Schwankungen in der Menge und Qualität der Ausgangsstoffe, insbesondere des Wassergehalts. Daher ist es bei der Reduzierung des Zementgehalts wichtig, diese Schwankungen zu begrenzen, insbesondere den Eigenfeuchtegehalt der Gesteinskörnungen genau zu überwachen.

Im Bereich von Sichtbetonoberflächen werden häufig Betone mit hohem Mehlkorn- und Kalksteinmehlgehalt aufgrund der Sichtbetonoptik verwendet. Insbesondere für geschlossene Oberflächen wird häufig ein sehr fließfähiger Beton mit Kalksteinmehl eingesetzt. Aufgrund des geringeren Wasserbedarfs, aber höheren Mehlkorngehalts, von Betonen mit Kalksteinmehl ist das Wasserrückhaltevermögen dieser Betone verbessert, sodass sie auch bei hohen w/z -Werten weniger zum Bluten neigen. Weiterhin stabilisiert Kalksteinmehl bei hohen w/z -Werten die Rheologie des Betons, sodass dieser weniger zum Entmischen neigt. Dies ist insbesondere bei pumpbarem Beton zu beachten, da hier ein höherer Mehlkorngehalt und eine sedimentationsstabilere Betonrezeptur aufgrund des hohen Drucks beim Pumpen vom Beton gefordert ist.

Je nach Farbe und Gehalt des Kalksteinmeils kann dieses auch die Farbe des Betons beeinflussen. Häufig kommen sehr reine Kalksteinmeile mit einem hohen Kalziumcarbonatgehalt zum Einsatz, die die Betonoberflächen deutlich heller erscheinen lassen. Demnach ist Kalksteinmehl mit hohem Kalziumcarbonatgehalt nicht mehr aus weißen Betonanwendungen wegzudenken.

4 Festbetoneigenschaften beim k -Wert-Ansatz

Die Eigenschaften von Betonen mit unterschiedlichen Kalksteinmehlgehalten wurden bereits in vielen Veröffentlichungen thematisiert. Unterschiedlich war jedoch immer, ob das Kalksteinmehl als Zementhauptbestandteil mit Anrechnung auf den Zementgehalt und w/z -Wert eingesetzt wurde oder ohne Berücksichtigung dem Zement hinzugefügt wurde.

4.1 Mechanische Eigenschaften

Im Gegensatz zur Druckfestigkeit wird der Elastizitätsmodul nicht wesentlich durch die Bindungskräfte zwischen Zementstein und Gesteinskörnung beeinflusst, sondern vielmehr durch das Verhältnis

der Steifigkeiten von Zementstein und Gesteinskörnung. Bei der Verwendung von hartem Kalksteinmehl ($E_{KSM} > 70$ GPa) ersetzt dieses den weicheren Zementstein ($E_{ZS} < \text{ca. } 25$ GPa), was zu einem höheren Elastizitätsmodul bei gleicher Druckfestigkeit führt [17]. Dies resultiert in einem vergleichbaren oder leicht höheren Elastizitätsmodul des Betons bei gleicher Festigkeit im Vergleich zu einem Referenzbeton nur mit dem Basiszement.

Ein ähnliches Verhalten zeigt sich hinsichtlich der Frühfestigkeit. Da Kalksteinmehl bereits zu Beginn der Zementerhärtung eine Mitwirkung insbesondere aufgrund der beschleunigten Reaktivität des Zementklinkers an den Kalksteinmehloberflächen zeigt, steigt die Frühfestigkeit mit steigendem Kalksteinmehlgehalt an, obwohl die Endfestigkeit nach 28 Tagen vergleichbar ist [10][16]. Dies ist insbesondere für die Betonfertigteileindustrie von Bedeutung, da dort hohe Frühfestigkeiten die Belegungszeiten der Schalungen verkürzen.

4.2 Widerstand gegen Beton- und Bewehrungskorrosion

Die Substitution von Zementklinker durch Kalksteinmehl reduziert die Anteile an karbonatisierbaren Phasen (Kalziumhydroxid, C-S-H-Phasen) im Beton, wodurch der Karbonatisierungswiderstand der Reaktionsprodukte des Zementklinkers sinkt. Gleichzeitig reduziert das Kalksteinmehl die Porosität des Zementsteins, wodurch der CO_2 -Transport bzw. der effektive CO_2 -Diffusionskoeffizient reduziert wird [18]. Diese beiden Mechanismen wirken entgegengesetzt, sodass der Karbonatisierungswiderstand von Betonen mit unterschiedlichen Kalksteinmehlgehalten, jedoch gleichen Druckfestigkeiten vergleichbar ist. Die Ergebnisse in Abbildung 8 zeigen auch, dass die Karbonatisierungstiefe von unterschiedlichen Betonen mehr von der Druckfestigkeit des Betons als vom Kalksteinmehlgehalt abhängig ist. Ein Vergleich über den w/z -Wert zeigt, dass bei gleichem w/z -Wert die Karbonatisierungstiefe mit steigendem Kalksteinmehlgehalt abnimmt, wobei hier das Kalksteinmehl nicht auf den w/z -Wert angerechnet wurde. Vergleichbare Ergebnisse konnten erzielt werden, wenn der Beton auch Hüttensand enthielt [19].

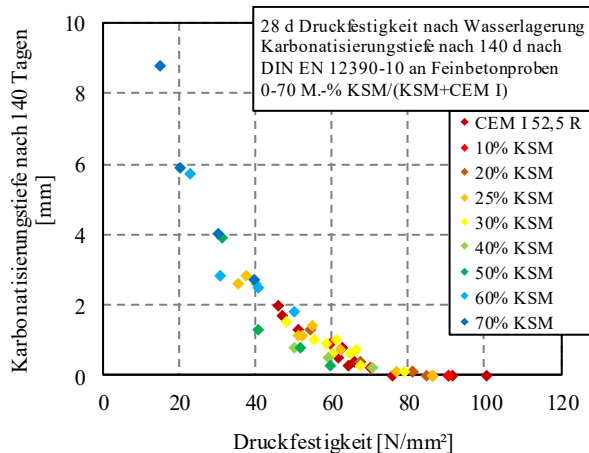


Abbildung 8: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Karbonatisierungstiefe von Betonen mit unterschiedlichen Kalksteinmehlgehalten, vgl. [20]

Ein von der Druckfestigkeit des Betons abhängiges Verhalten zeichnet sich ebenfalls bei dem Widerstand des Betons gegenüber Sulfatangriff und gegen Chlorideindringung ab [5][6]. Auch hier führt die Substitution von Zementklinker durch Kalksteinmehl bei Erreichung vergleichbarer Druckfestigkeiten zu einem geringeren inneren Widerstand des Zementsteins gegen die eindringenden Ionen. In Kombination mit einem geringeren Diffusionskoeffizienten und reduzierter Porosität werden vergleichbare Widerstände der Betone mit Kalksteinmehl im Vergleich zu den Betonen mit nur dem Basiszement bei gleicher Druckfestigkeit erreicht.

In Bezug auf den Widerstand gegen Frost-Tau-Wechsel zeigen Betone mit Kalksteinmehl einen vergleichbaren Widerstand im Vergleich zu Betonen ohne Kalksteinmehl, jedoch mit demselben Basiszement und bei gleicher Druckfestigkeit [6]. Der Widerstand korreliert hier deutlich mit der Betondruckfestigkeit, dem w/z -Wert in Kombination mit dem Luftporengehalt. Bei den Untersuchungen wurden bis zu 50 M. % Zementklinker durch Kalksteinmehl substituiert, was dennoch zu einem ausreichend dauerhaften Beton führt.

Beim Schwindverhalten zeigt sich zwar eine Reduktion der Werte des Trocknungsschwindens von Betonen bei gleicher Druckfestigkeit und steigendem Kalksteinmehlgehalt [17]. Jedoch besitzt die Reinheit des Kalksteinmehls, ausgedrückt durch den Methylblauwert, einen großen Einfluss auf das Schwindmaß, was um bis zu 100 % höher liegen kann als bei reinen Kalksteinmehlen. Sofern der Methylblauwert des Kalksteinmehls innerhalb

der Grenzen der DIN EN 197-1 liegt, sind die erreichten Schwindwerte vergleichbar mit denen der Betone, die nur den Basiszement enthalten und eine vergleichbare Druckfestigkeit aufweisen.

5 Potenzielle CO₂-Reduktion

Da bei Herstellung von Kalksteinmehl nur sehr geringe Treibhausgasemissionen durch die Trocknung und Mahlung des Kalksteins entstehen, ist es auf die Masse bezogen deutlich emissionsärmer als Portlandzementklinker. Dadurch können die CO₂-Emissionen des Betons bei einem Kalksteinmehlanteil von etwa 50 M.-% um bis zu 30 % reduziert werden (vgl. Abbildung 9). Begrenzt wird das Potential zur Substitution von Portlandzementklinker durch Kalksteinmehl insbesondere durch die notwendige Reduzierung des Wassergehaltes und die damit verbundenen Auswirkungen auf die Verarbeitbarkeit. Bei der Verwendung weiterer Betonzusatzstoffe (mit höheren k -Werten, wie Hüttensand) lassen sich die Treibhausgasemissionen weiter reduzieren [21].

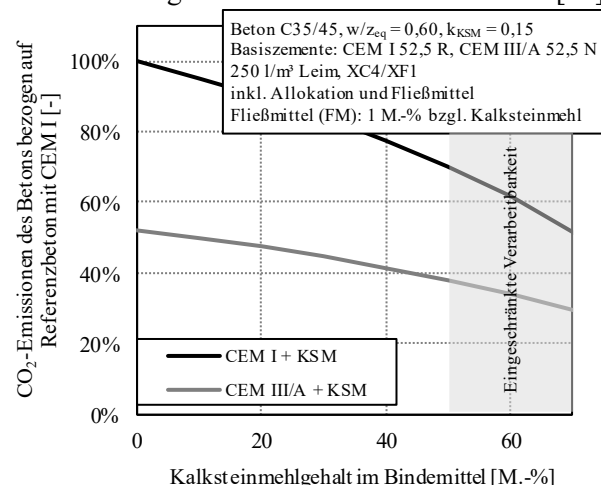


Abbildung 9: Mögliche Reduzierung der CO₂-Emissionen von Beton bei Verwendung von Kalksteinmehl, vgl. [21]

6 Zusammenfassung

Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff bietet sowohl betontechnologische als auch ökologische Vorteile für die Herstellung zementreduzierter Betone. Obwohl Kalksteinmehl eigentlich keinen nennenswerten chemischen Reaktionsbeitrag zur Festigkeitsentwicklung des Betons beiträgt, bewirkt es eine erhöhte Reaktivität des reaktiven Bindemittelanteils und verringert durch das Auffüllen von Zwischenräumen die Porosität. Dadurch kann bei konstanter Druckfestigkeit von Betonen mit unterschiedlichen

Kalksteinmehlgehalten eine vergleichbare Dauerhaftigkeit erreicht werden. Dabei sollte das Kalksteinmehl den Anforderungen nach DIN EN 12620 und DIN EN 197-1 entsprechen. Somit besteht bei Substitution von Zement durch Kalksteinmehl ein direkter Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit der hergestellten Betone. Dies ist ein signifikanter Unterschied gegenüber der Verwendung anderer Betonzusatzstoffe, wie z. B. Steinkohlenflugasche und kalzinierte Tone. Insbesondere infolge der veränderten chemischen Zusammensetzung der Reaktionsprodukte, insbesondere dem Verbrauch von Portlandit, ist dort dieser direkte Zusammenhang nicht immer gegeben (z. B. bzgl. Karbonatisierung). Teilweise wurde insbesondere hinsichtlich der Frühfestigkeit eine Verbesserung der Leistungsfähigkeit nachgewiesen. Die vorliegenden Ergebnisse legen nahe, Kalksteinmehl mit einem k -Wert von 0,15 auf den w/z -Wert anzurechnen, um die Grenzwerte nach DIN 1045-2 einzuhalten und zielsicher über den äquivalenten w/z -Wert die Druckfestigkeit und damit auch die Dauerhaftigkeit zu sicherzustellen. Darüber hinaus könnte durch die Anrechnung auf den Zementgehalt trotz verringerten Zementklinkergehalts der normativ erforderliche Mindestzementgehalt eingehalten werden. Wichtig ist dabei, dass das Mindestleimvolumen, das sich nach DIN 1045-2 aus Mindestzementgehalt und maximalem w/z -Wert ergibt, nicht unterschritten wird. Insgesamt kann durch verstärkte Verwendung von Kalksteinmehl der Zementklinkergehalt im Beton bei vergleichbarer Leistungsfähigkeit reduziert und die Betonbauweise sowohl unter ökologischen als auch ökonomischen Gesichtspunkten weiterentwickelt werden.

7 Literatur

- [1] Meissner, H. S. (1950) Pozzolans Used in Mass Concrete in: Stanton, T. E.; Blanks, R. F. [Hrsg.] *Symposium on Use of Pozzolanic Materials in Mortars and Concretes*. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 16-16-15.
- [2] John, V. M. et al. (2018) *Fillers in cementitious materials — Experience, recent advances and future potential* in: Cement and Concrete Research 114, S. 65–78. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.09.013>
- [3] Herget, C.; Proske, T.; Graubner, C.-A. (2020) *Betone aus Multikompositzementen mit Kalkstein und calciniertem Ton* in: Beton- und Stahlbetonbau 11, H. 4, S. 1675. <https://doi.org/10.1002/best.202000075>
- [4] Vogt, C. (2010) *Ultrafine particles in concrete: Influence of ultrafine particles on concrete properties and application to concrete mix design* in: Dissertation, KTH Stockholm
- [5] Kakali, G. et al. (2000) *Hydration products of C 3 A, C 3 S and Portland cement in the presence of CaCO₃* in: Cement and Concrete Research 30, H. 7, S. 1073–1077. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00292-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00292-1)
- [6] Dhir, R. K. et al. (2007) *Evaluation of Portland limestone cements for use in concrete construction* in: Materials and Structures 40, H. 5, S. 459–473. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9143-7>
- [7] Küchlin, D.; Stratmann-Albert, R. (2022): *Betontechnische Daten*, Hrsg.: HeidelbergCement AG, Heidelberg.
- [8] Juhart, J. et al. (2019) *Functional and environmental performance optimization of Portland cement-based materials by combined mineral fillers* in: Cement and Concrete Research 122, Part A, S. 157–178. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.001>
- [9] Herget, C. (2023) *Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff für umweltfreundliche Betone – Bestimmung eines Anrechenbarkeitsfaktors zur Sicherstellung gleichwertiger Festbetoneigenschaften*. Technische Universität Darmstadt.
- [10] Hainer, S.; Proske, T.; Graubner, C.-A. (2015) *Einfluss der Nachbehandlung auf das Karbonatisierungsverhalten von Beton aus klinkerarmen Zementen* in: Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 1, S. 41–49. <https://doi.org/10.1002/best.201400042>
- [11] Livesey, P. (1991) *Strength characteristics of Portland-limestone cements* in: Construction and Building Materials 5, H. 3, S. 147–150. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(91\)90065-S](https://doi.org/10.1016/0950-0618(91)90065-S)

- [12] Li, L. G.; Kwan, A. K. (2015) *Adding limestone fines as cementitious paste replacement to improve tensile strength, stiffness and durability of concrete* in: Cement and Concrete Composites 60, S. 17–24. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.02.006>
- [13] Lawrence, P.; Cyr, M.; Ringot, E. (2005) *Mineral admixtures in mortars effect of type, amount and fineness of fine constituents on compressive strength* in: Cement and Concrete Research 35, H. 6, S. 1092–1105. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.07.004>
- [14] Jin, W. et al. (2021) *Influence of curing temperature on the mechanical properties and microstructure of limestone powder mass concrete* in: Structural Concrete 22, S1, e00212. <https://doi.org/10.1002/suco.201900549>
- [15] Meddah, M. S.; Lmbachiya, M. C.; Dhir, R. K. (2014) *Potential use of binary and composite limestone cements in concrete production* in: Construction and Building Materials 58, S. 193–205. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.012>
- [16] Neufert, W. et al. (2013) *Reduzierung der Umweltwirkung der Betonbauweise durch neuartige Zemente und daraus hergestellter Betone unter Verwendung hinreichend verfügbarer Ausgangsstoffe - DBU-Abschlussbericht.*
- [17] Rezvani, M.; Proske, T. (2017) *Influence of chemical-mineralogical properties of limestone on the shrinkage behaviour of cement paste and concrete made of limestone-rich cements* in: Construction and Building Materials 157, S. 818–828. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.09.101>
- [18] Steiner, S. et al. (2022) *Effect of limestone fillers on CO₂ and water vapour diffusion in carbonated concrete* in: Cement 8, S. 100027. <https://doi.org/10.1016/j.cement.2022.100027>
- [19] Neufert, W. et al. (2016) *Erforschung des Dreistoffgemisches Klinker, Hüttensand und Kalksteinmehl mit dem Ziel der Absenkung des Klinkeranteils im Zement zur Verminderung der CO₂-Emissionen in der Zementproduktion* in: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben 28790/02, Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU).
- [20] Herget, C., Müller, A., Proske, T., Rezvani, M. and Graubner, C.-A. (2022), *Kalksteinmehl als Betonzusatzstoff – Vorschlag für die Anrechenbarkeit auf den Zementgehalt und Potenzial zur CO₂-Reduktion im Betonbau.* Beton- und Stahlbetonbau, 117: 109-118. <https://doi.org/10.1002/best.202100073>
- [21] Herget, C.; Proske, T.; Rezvani, M.; Graubner, C.-A. (2025): *Limestone Powder for the Cement Reduction -Approach for the creditability using k-value concept and decrease of CO₂ emissions* in: Journal of Sustainable Cement-Based Materials

Reststoffbasierter Geopolymerbeton für chemisch aggressive Umgebung

- Materialtechnologie, Bemessung und Normung -

Cyrril Grengg, Sana Gul, Ognjen Rudic

CD-Labor für reststoffbasierte Geopolymerbaustoffe (GECCO₂), Technische Universität Graz, Österreich

Joachim Juhart

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich

Bernhard Freytag

Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Geopolymerbetone bieten aufgrund ihrer hohen chemischen Beständigkeit und ihres Potenzials zur Nutzung mineralischer Sekundärrohstoffe eine vielversprechende Alternative zu Portlandzementbetonen für chemisch hoch beanspruchte Infrastrukturbauwerke. Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die Entwicklung reststoffbasierter Geopolymerbetone – von der Bewertung geeigneter Reststoffe über die Entwicklung funktionaler Bindemittelsysteme bis hin zur Optimierung praxisgerechter Betonrezepturen. Ergänzend werden aktuelle Erkenntnisse zur Bemessung solcher alkalisch aktivierten Betone sowie laufende nationale und internationale Normungsaktivitäten vorgestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich alkalisch aktivierte Betone hinsichtlich der Prüfung und bautechnischen Bewertung in weiten Bereichen nach denselben Grundsätzen wie Portlandzementbetone charakterisieren und bemessen lassen. Gleichzeitig verdeutlichen zahlreiche wissenschaftliche Arbeiten und erste normative Entwicklungen, dass bereits eine belastbare Grundlage für die praktische Anwendung existiert. Weiteres Potenzial liegt insbesondere in der Verfeinerung materialabhängiger Stoffgesetze sowie der Beschreibung zeitabhängiger Materialeigenschaften und deren Berücksichtigung bei der Bemessung nach zukünftigen leistungsorientierten Regelwerken.

1 Einleitung

Geopolymere werden seit mehreren Jahren als vielversprechende Alternative zu Portlandzement-basierten Baustoffen für chemisch hoch beanspruchte Infrastrukturen untersucht [1,2]. Insbesondere in abwassertechnischen Anlagen führen biogen gebildete Schwefelsäuren zu einer beschleunigten Schädigung konventioneller Betonbauwerke, wodurch die Entwicklung dauerhafter und ressourcenschonender Alternativen zunehmend an Bedeutung gewinnt. Frühere Arbeiten konnten zeigen, dass metakaolin- und schlackenbasierte Geopolymere aufgrund ihrer besonderen Bindemittelchemie ein hohes Potenzial für Anwendungen in biogen schwefelsäurebelasteten Umgebungen aufweisen [3].

Im Rahmen des Grazer Betonkolloquiums 2022 wurden hierzu erste Ergebnisse an Geopolymerbe-

tonen auf Basis der kommerziellen banahCEM®-Technologie vorgestellt [4]. Diese Untersuchungen bestätigten die hohe chemische Beständigkeit sowie die grundsätzliche Eignung solcher Werkstoffe für den Einsatz in aggressiven Abwasserumgebungen [5].

Aufbauend auf diesen Erkenntnissen verfolgt das Christian-Doppler-Labor GECCO₂ nun den nächsten Entwicklungsschritt: die Herstellung leistungsfähiger Geopolymerbaustoffe auf Basis industrieller Reststoffe und Sekundärrohstoffe. Ziel ist es, die bekannten Dauerhaftigkeitsvorteile von Geopolymeren mit den Anforderungen einer CO₂-armen Kreislaufwirtschaft zu verbinden und damit nachhaltige Baustofflösungen für zukünftige Infrastrukturanwendungen zu entwickeln.

Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die aktuellen Forschungsarbeiten in diesem Kontext. Schwerpunkte bilden die Identifikation geeigneter Reststoffpotenziale in Österreich, die Entwicklung sekundärrohstoff-basierte alkalisch aktivierter Bindemittel und daraus abgeleiteter Betonrezepturen. Darüber hinaus werden ausgewählte Aspekte der statischen Bemessung anhand von Literaturdaten und eigenen Untersuchungen diskutiert. Abschließend werden laufende Normungs- und Standardisierungsaktivitäten im Bereich alkalisch aktivierter Baustoffe in Österreich zusammengefasst.

2 Mineralische Sekundärrohstoffpotentiale für alkalisch aktivierte Baustoffe

Die Analyse österreichischer Stoffströme zeigt ein erhebliches Potenzial mineralischer Sekundärrohstoffe für die Herstellung alkalisch aktivierter Baustoffe. Im Jahr 2022 wurden allein für die betrachteten Stoffgruppen mehrere Millionen Tonnen jährlich erfasst. Den größten Anteil stellen Aushubmaterialien mit rund 45 Mio. t/a dar, gefolgt von Bau- und Abbruchabfällen mit etwa 4 Mio. t/a sowie metallurgischen Schlacken mit knapp 3 Mio. t/a. Weitere relevante Stoffströme umfassen Aschen (~1 Mio. t/a), Altglas (~0,4 Mio. t/a) und Mineralwollen (<0,025 Mio. t/a) [6]. Dabei sind erhebliche Mengen dieser Materialien derzeit überwiegend deponiert oder lediglich in niedrigwertigen Anwendungen, beispielsweise im Straßen- und Erdbau, verwertet (Abbildung 1).

Die Nutzung als reaktive Komponenten in Bindemittelsystemen eröffnet demgegenüber deutlich höherwertige Verwertungswege, da die Materialien nicht nur stofflich genutzt, sondern gleichzeitig primäre Rohstoffe und energieintensive Zementklinker partiell ersetzt werden können.

Während Aushubmaterialien die größten Mengenpotenziale aufweisen, sind diese aufgrund ihrer stark schwankenden chemischen und mineralogischen Zusammensetzung nur eingeschränkt für eine direkte Nutzung als Bindemittelkomponenten geeignet. Dagegen bieten metallurgische Schlacken, sortierte Mineralwollen sowie getrennt erfasste Fraktionen aus Bau- und Abbruchabfällen deutlich höhere Homogenitäten und damit bessere Voraussetzungen für eine industrielle Nutzung in alkalisch

aktivierten Bindemittelsystemen; geeignete chemische Eigenschaften vorausgesetzt.

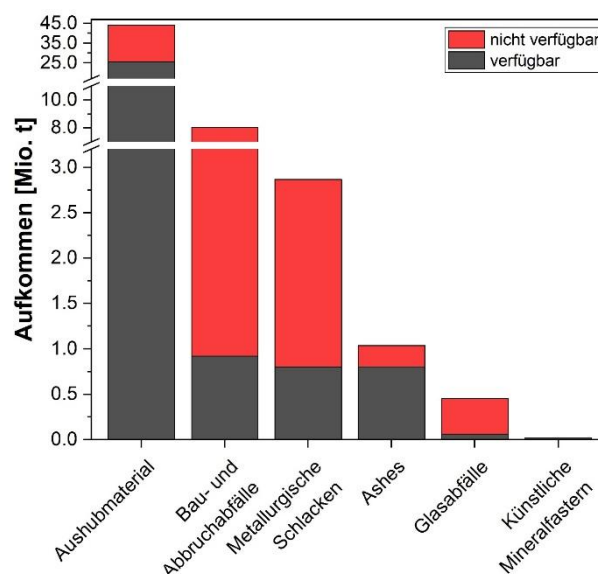


Abbildung 1: Jährliches Aufkommen an relevanten mineralischen Abfällen, zusammen mit dem derzeitigen Wiederverwertungsgrad (verfügbar/nicht verfügbar). (Diese Kategorisierung berücksichtigt nicht den Wertigkeitsgrad der derzeitigen Verwertung). Adaptiert von [7].

Die durchgeführten Untersuchungen an 39 mineralischen Reststoffen zeigen, dass die Reaktivität und damit die Eignung eines Sekundärrohstoffs als Bindemittelkomponente in alkalisch aktivierten Baustoffen nicht allein durch einzelne Materialparameter, wie die chemische Zusammensetzung oder den amorphen Phasenanteil, beschrieben werden kann [7]. Vielmehr wird die Reaktivität durch das Zusammenwirken von Mineralogie, Chemie und Phasenverteilung der Sekundärrohstoffmischung bestimmt. Von zentraler Bedeutung sind dabei die Menge und Art der verfügbaren amorphen und reaktiven kristallinen Phasen, welche die Freisetzung von Si-, Al-, Ca-, Mg- und Fe-Spezies steuern und damit die Bildung sowie Zusammensetzung der entstehenden Bindemittelphasen maßgeblich beeinflussen. Auf Basis umfangreicher mineralogischer und chemischer Analysen konnten vier grundlegende Stoffgruppen mit unterschiedlichem Beitragsmechanismus zur alkalischen Aktivierung identifiziert werden: (i) hochreaktive calciumreiche Reststoffe, insbesondere LD-Konverterschlacke und Holzaschen, welche aufgrund ihres hohen An-

teils reaktiver Ca-Phasen eine ausgeprägte Eigenreaktivität aufweisen und bereits über einen breiten Zusammensetzungsbereich hohe Festigkeiten ermöglichen; (ii) grundsätzlich reaktive, jedoch calciumärmere Stoffgruppen wie Elektroofenschlacken, Siemens-Martin-Schlacken und Steinwollen, deren Festigkeitsentwicklung wesentlich durch das reaktive Si/Al-Verhältnis gesteuert wird und die ein optimales Eigenschaftsfenster bei angepasster Zusammensetzung aufweisen; (iii) Stoffe mit überwiegend physikalischem Beitrag, wie Ziegel- und Betonbruch, die primär über Füller-, Keimbildungs- und Packungseffekte wirken, jedoch gleichzeitig eine gewisse chemische Beteiligung zeigen. Aufgrund der vergleichsweise hohen Toleranz alkalisch aktivierter Systeme gegenüber solchen geringreaktiven Komponenten können diese dennoch in relevanten Mengen in Mehrkomponentensysteme integriert werden; sowie (iv) silikatreiche Reststoffe wie Glaswollen und Altglas, die bei höheren Substitutionsraten nur geringe Beiträge zur Festigkeitsentwicklung liefern, jedoch ein erhebliches Potenzial als Rohstoffbasis für die Herstellung alternativer silikatischer Aktivatoren besitzen.

3 Entwicklung reststoffbasierter Bindemittelrezepturen

Ausgehend von den Ergebnissen der chemischen, mineralogischen und reaktivitätsbezogenen Charakterisierung der ausgewählten Reststoffströme wurden im CD-Labor GECCO₂ systematisch reststoffbasierte alkalisch-aktivierte Bindemittelsysteme entwickelt. Die Arbeiten zielten darauf ab, die identifizierten Reaktivitätspotentiale in leistungsfähige Bindemittel mit hohen Sekundärrohstoffanteilen zu überführen und gleichzeitig die Wechselwirkungen zwischen Rohstoffzusammensetzung, Mikrostrukturentwicklung, mechanischen Eigenschaften und Dauerhaftigkeit besser zu verstehen.

In einem ersten Schritt wurden funktionale Systeme aus kalziniertem Ton und jeweils einem Reststoff entwickelt. Die Ergebnisse zeigten, dass sich durch geeignete Kombination (bis zu 60 Gew. % Sekundärrohstoff) mit kalziniertem Ton leistungsfähige Bindemittel herstellen lassen, deren Verarbeitbarkeit, Festigkeitsentwicklung und Mikrostruktur mit etablierten AAM-Systemen auf Basis von Metakaoлин, Flugasche oder Hüttensand vergleichbar sind.

Darauf aufbauend wurde untersucht, inwieweit die Kombination mehrerer Reststoffe innerhalb eines Bindemittels zusätzliche Vorteile bietet. Es konnte gezeigt werden, dass die gezielte Kombination chemisch und mineralogisch kompatibler Reststoffe eine weitere Erhöhung der Reststoffanteile (auf bis zu 80 Gew. %) ermöglicht, ohne die mechanischen Eigenschaften wesentlich zu beeinträchtigen. Gleichzeitig eröffnet dieser Ansatz die Möglichkeit, auch gering reaktive Reststoffe in größeren Mengen sinnvoll zu verwerten. Darüber hinaus wurden Synergieeffekte hinsichtlich Reaktivität, Mikrostruktur und Dauerhaftigkeit beobachtet.

Neben den mechanischen Eigenschaften stand die Dauerhaftigkeit der entwickelten Systeme im Fokus. Die Untersuchungen zeigen, dass hohe Reststoffanteile nicht nur mit hohen mechanischen Kennwerten vereinbar sind, sondern auch gezielt zur Optimierung relevanter Dauerhaftigkeitsparameter genutzt werden können. So konnten für verschiedene reststoffbasierte AAM-Systeme hohe Widerstände gegenüber Karbonatisierung sowie gegenüber biogener und chemischer Säurebeanspruchung nachgewiesen werden [8]. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die Verwendung geeigneter Reststoffkombinationen nicht nur einen Beitrag zur Ressourceneffizienz leistet, sondern gleichzeitig die Entwicklung besonders dauerhafter Bindemittelsysteme ermöglicht.

Die bisherigen Arbeiten konzentrierten sich primär auf die Bindemittel- und Mörtелеbene. Für eine praktische Anwendung im konstruktiven Ingenieurbau ist jedoch die Überführung dieser Erkenntnisse in leistungsfähige Betonrezepturen erforderlich. Dabei stellen insbesondere das Zusammenwirken von Bindemittel und Gesteinskörnung, die Übertragbarkeit der Dauerhaftigkeitseigenschaften auf Betonebene sowie die Ableitung geeigneter Bemessungs- und Nachweiskonzepte zentrale Fragestellungen dar. Vor diesem Hintergrund bilden die Entwicklung reststoffbasierter Geopolymerbetone und deren bautechnische Charakterisierung den aktuellen Schwerpunkt der Forschungsarbeiten, welche in dieser Arbeit erstmals vorgestellt werden.

4 Reststoffbasierte Betonentwicklung für vorgefertigte Betonzeugnisse

4.1 Zielparameter, Materialien und Mischungsentwurf

Ziel der Betonentwicklung ist die Herstellung eines sehr weichen (gut in eine Schalung einbaubaren) Geopolymerbetons für Fertigteilanwendungen mit einer Zielkonsistenz der Klasse F52 und einer Ziel-Druckfestigkeitsklasse von C40/50 nach ÖNORM B 4710-1. Der Beton sollte keine Entmischung oder Bluten zeigen sowie eine ausreichende Konsistenzhaltung von mind. 30 Minuten für den Einbau aufweisen.

Als pulverförmige Ausgangsstoffe (precursor, P) werden ein kalzinierter Ton (Metakaolin, MK) und eine Konverter-Schlacke (LD) eingesetzt. Die Aktivierung erfolgt mittels Kaliumwasserglas (WG; mit Silikatmodul=1,7; Feststoffgehalt 55 %, Dichte=1,52 g/cm³). Als natürliche Gesteinskörnungen werden die Fraktionen 0/4, 4/8 und 8/16 mm in abgestufter Sieblinie zwischen den Grenzsieblinien A und B für Größtkorn 16 mm nach ÖNORM B 4710-1 verwendet.

4.2 Optimierung der rheologischen Eigenschaften

Die Mischungsoptimierung erfolgte über die systematische Variation des Flüssigkeits-zu-Precursor-Verhältnisses (i.e. Liquid [L] = WG + Zusatzwasser, massebezogen zu P) sowie des Bindemittelleimvolumens (BM-Leim= MK + LD + WG + Zusatzwasser in Vol.%), womit insgesamt neun Betonrezepturen gemäß Tabelle 1 untersucht wurden. Ein wichtiger Rezepturparameter ist zudem das Verhältnis von W/S (W=Wasseranteil im WG+Zugabewasser; S=Feststoffanteil im WG+P).

Das Ausbreitmaß wurde nach Mischende und zudem 30 min nach Wasserzugabe gemäß ÖN EN

12350-5 geprüft, die Druckfestigkeit wurde an Würfeln (150 mm) gemäß ÖN EN 12390-3 im Alter von 2 Tagen und 7 Tagen bestimmt.

4.3 Rheologische Eigenschaften und Festigkeitsentwicklung

Wie in Abbildung 2 zu sehen ist, steigert sowohl ein höheres Bindemittelleimvolumen als auch ein steigendes L/P-Verhältnis die Fließfähigkeit, aber die Festigkeit verringert sich damit einhergehend. Aus den Ergebnissen kann als „Kompromiss“ zwischen Verarbeitbarkeit und Festigkeit eine optimale Zusammensetzung mit 42,5 % BM-Leim und L/P = 0,725 identifiziert werden. Für die ausgewählte Mischung wurde stabile Verarbeitbarkeit für mindestens 30 Minuten (Konsistenzklasse F52) erreicht bei gleichzeitiger mittlerer Druckfestigkeit im Alter von 7d von 62 N/mm² (Bemessungsfestigkeit C40/50).

Die Feinheit der gemahlten LD-Schlacke hat einen wesentlichen Einfluss auf die Konsistenzhaltung. Durch längeres Mahlen steigt die spezifische Oberfläche durch die kleineren Partikelgrößen. Interessanterweise führte das zu einer verbesserten initialen Verarbeitbarkeit bis zu Blaine Werten von 3500 m²/kg und erst danach zu einer Reduktion der rheologischen Eigenschaften durch einen zunehmenden Wasser- bzw. Flüssigkeitsbedarf. Eine relativ grobe Mahlung führt zu günstigen Werten. Gleichzeitig zeigte sich die Festigkeitsentwicklung von der Variation der Mahlfeinheit wenig bis gar nicht beeinflusst.

Untersuchungen zum statischen Elastizitätsmodul, Schwinden und Kriechen werden aktuell an der optimierten Mischung durchgeführt, um Kennwerte des Betons für die Bemessung von Fertigteilanwendungen zu ermitteln.

Tabelle 1: Mischungsvarianten der Geopolymerbetonrezeptur

Bindemittel				L/P	W/S	BM-Leim	Gesteinskörnung		
[M.%]							[M.%]		
MK	LD	WG	Zugabe- wasser	[-]	[-]	Variation	0/4	4/8	8/16
						[Vol.%]	mm	mm	mm
24,8	34,1	34,5	6,7	0,70	0,29	40/42,5/45	48	25	27
24,4	33,6	35,2	6,8	0,73	0,29				
24,0	33,0	36,0	7,0	0,75	0,30				

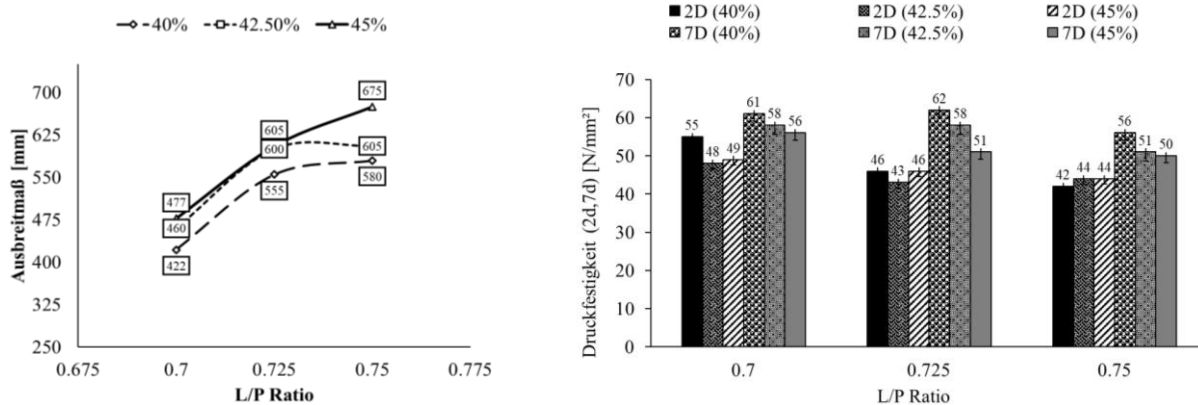


Abbildung 2 Konsistenz und Festigkeit in Abhängigkeit vom L/P-Verhältnis bzw. BM-Leimvolumen

5 Bemessung von bewehrten Bauteilen aus Geopolymerbeton

Stahlbetonbauteile aus Geopolymerbeton funktionieren aus mechanischer Sicht nach denselben Prinzipien wie gewöhnliche Stahlbetonbauteile. Deshalb können die grundlegenden physikalischen Gesetze wie z.B. das Gleichgewicht der Kräfte und die Einhaltung der Verformungskompatibilität unverändert übernommen werden. Das Bindeglied zwischen Kräften und Verformungen bilden die Stoffgesetze, die sich in manchen Punkten nicht von Normalbeton auf Geopolymerbeton ohne Anpassung übertragen lassen. Seit ca. 20 Jahren wird seitens der Wissenschaft international intensiv geforscht, um solche Anpassungen vornehmen zu können und die entsprechenden Bemessungsnormen für die Anwendung von Geopolymerbeton fit zu machen.

Sunday Azunna fasst diese Bestrebungen zusammen und zitiert dabei 358 Veröffentlichungen [9]. In den meisten der zitierten Studien werden Bemessungsformeln diverser Stahlbeton-Bemessungsnormen auf ihre Tauglichkeit für Geopolymerbeton durch einen Vergleich der rechnerischen Ergebnisse mit Versuchsergebnissen an Geopolymerbauteilen geprüft. Dabei stehen Balken und Platten auf Biegung und Schub sowie Stützen unter zentrischer und doppelt exzentrischer Normalkraft im Mittelpunkt. Den größten Anteil machen jedoch die jeder Bemessung zugrundeliegenden Stoffgesetze, wie die Spannungs-Dehnungslinie unter Druck und das Verbund-Schlupf-Gesetz zwischen Geopolymerbeton und Bewehrungsstahl (gerippt und glatt), aus. Da die Stoffgesetze in den Betonbaunormen meist durch wenige, im Zuge der Qualitätskontrolle durch

Materialprüfung gewonnene Materialeigenschaften bestimmt werden (in vielen Fällen nur durch die Druckfestigkeit), werden viele empirisch gewonnene Beziehungen zwischen der Druckfestigkeit und den anderen Materialeigenschaften, die für die Definition der Stoffgesetze im weitesten Sinne gebraucht werden (E-Modul, Matrixzugfestigkeit, Kriechzahl), verwendet. Viele dieser empirisch gewonnenen Beziehungen (Formeln) lassen sich durch einfaches Anpassen der „Kalibrier-Faktoren“ auch bei Geopolymerbeton anwenden. Bei manchen Eigenschaften ist eine genauere Differenzierung nach der Zusammensetzung von diversen Geopolymeren zu treffen (welche nach den chemischen Eigenschaften der Aktivatoren und von Precursoren gruppiert werden können).

Zur Veranschaulichung der internationalen Breite dieser Forschungsinitiativen werden jene Normen, aus denen Bemessungsmodelle bereits mit Hilfe von Versuchen getestet wurden, aufgelistet bevor in den nächsten Kapiteln jene Erkenntnisse, die aus Sicht der Autoren die größte Relevanz für das Fortkommen in Bemessungsfragen in Österreich haben, erläutert werden.

- AS 3600 (Australien)
- Eurocode 2 (Europa)
- ACI 318 (USA)
- JSCE (Japan)
- CEB-fib Model Codes (Europa)
- GB 5010 (China)
- IS 456 (Indien)

5.1 E-Modul, Zugfestigkeit und Arbeitslinie

Der E-Modul von Geopolymerbeton ist generell deutlich niedriger während die Matrixzugfestigkeit im Allgemeinen höher ist als bei Normalbeton mit gleicher Druckfestigkeit. Es ist aber vollkommen undenkbar, diese Differenz mit einem fixen Prozentsatz zu erfassen oder zu beschreiben, da sowohl die Mischungszusammensetzung, insbesondere die chemische, als auch die Art der Nachbehandlung die vorgenannten Eigenschaften stark beeinflussen. Die Korrelation zwischen Druckfestigkeit und Matrixzugfestigkeit respektive dem E-Modul bleibt jedoch innerhalb einer Mischung aufrecht. Exemplarisch ist dies in Abbildung 3 dargestellt [10]. Die Beziehung zwischen der Druckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit kann mathematisch beschrieben werden, indem der im Australien Standard für Normalbeton verankerte Faktor von 0,6 auf 0,93 für Geopolymerbeton angehoben wird (siehe Abbildung 3). Im Falle des E-Moduls findet Sarker sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, wenn die Beziehung des Australien Standards auf 75% reduziert wird. In dieser Studie ist der dominante Hauptbestandteil des Precursors Flugasche. Zusatzstoffe wie Schlacke und in wenigen Mischungen auch Portlandzement (<5%) werden in kleinen Dosen variiert. Im Gegensatz dazu zeigen Stützen aus Geopolymerbeton mit Hüttensand (GGBFS) als Precursor eine Steifigkeit, die sich von Normalbetonstützen derselben Festigkeitsklasse (70 N/mm²) kaum unterscheiden (siehe Abbildung 4)

Die Arbeitslinie von Normalbeton für Verformungsberechnungen bzw. nichtlineare Schnittgrößenermittlung wird in fast allen Normen mit der von Popovics entwickelten Grundgleichung abgebildet.

Thorenfeldt hat diese modifiziert, um den bei hochfesten Betonen steiler abfallenden Ast besser zu erfassen (siehe Gleichung (1)). Dabei sind n und k die Kalibrierfaktoren, für die Collins et. al. [12] Funktionen in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit angeben (Gleichungen (2) und (3)).

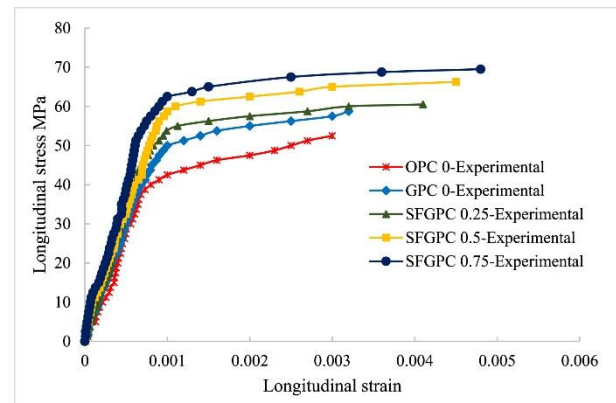


Abbildung 4 Spannungs-Dehnungs-Linien aus Stützenversuchen [11]: Vergleich zwischen mäßig bewehrten, gedruckenen Stützen (20 x 20cm) aus Normalbeton (OPC) und Geopolymerbeton (GPC). Die mit SF bezeichneten Stützen sind zusätzlich Stahlfaserbewehrt (0,25 bis 0,75%).

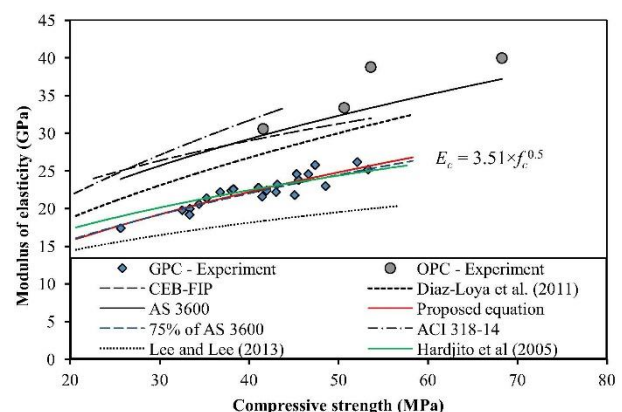
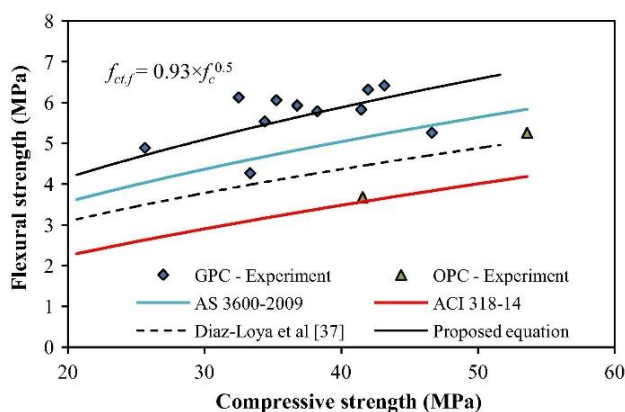


Abbildung 3 links: Biegezugfestigkeit vs. Druckfestigkeit [10], rechts: E-Modul vs. Druckfestigkeit [10].

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \cdot \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^{nk}} \quad (1)$$

$$k = 0,67 + \frac{f_{cm}}{62} \cdot \text{für } \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} > 1 \text{ in N/mm}^2 \quad (2)$$

$$n = 0,8 + \frac{f_{cm}}{17} \cdot \text{in N/mm}^2 \quad (3)$$

$$\varepsilon_{c1} = \frac{f_{cm}}{E_c} \cdot \frac{n}{n-1} \quad (4)$$

Darüber hinaus haben Collins et. al. [12] einen Zusammenhang zwischen der Stauchung bei maximaler Spannung (ε_{c1}) dem E-Modul und der Druckfestigkeit gefunden (Gleichung (4)). Sarker [13] hat all diese Gleichungen in Kombination mit dem in Abbildung 3 rechts dargestellten Zusammenhang zwischen E-Modul und Druckfestigkeit verwendet, um Stützen aus Flugasche-basiertem Geopolymerbeton nachzurechnen. Es wurde die Gleichung für den Kalibrierfaktor (3) anhand von Druckversuchen an Zylindern aus der Literatur durch Ändern des Nenners von 17 auf 12 für Geopolymerbeton adaptiert. Mit diesem Stoffgesetz wurden 12 Stützen mit Druckfestigkeiten zwischen 42 und 66 N/mm² und jeweils drei unterschiedlichen Exzentrizitäten untersucht. Die Treffsicherheit der Modellbildung, ausgedrückt durch das Verhältnis zwischen Testergebnis und Berechnung beträgt im Mittel 1,14 für die Durchbiegung und 1,03 für die Traglast (siehe auch Abbildung 5).

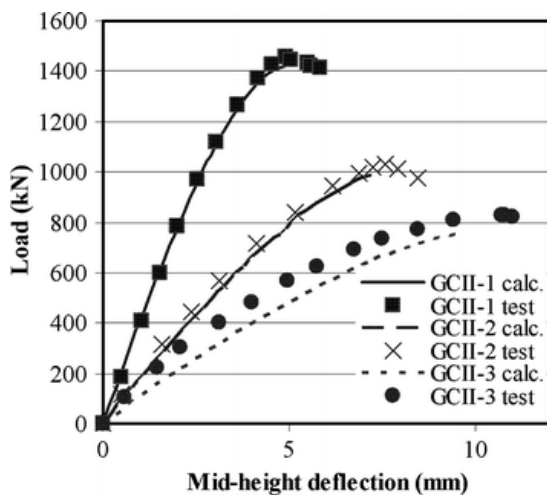


Abbildung 5 Last-Durchbiegung von exzentrisch gedrückten Stützen aus Geopolymerbeton [13]: Vergleich zwischen Berechnung und Versuch.

5.2 Verbund-Verhalten

Die Verbundfestigkeit zwischen geripptem Bewehrungsstahl und Geopolymerbeton ist generell höher als bei Normalbeton mit der gleichen Druckfestigkeit. Dies wird auf die höhere Zugfestigkeit der Geopolymerbetone zurückgeführt. Castel et. al. [14] bestätigen diesen in zahlreichen Ausziehversuchen beobachteten Sachverhalt, stellen jedoch fest, dass das Verbundverhalten von Geopolymerbeton mit glatten Stahlstäben geringfügig schlechter ist, als bei Normalbeton. Alle in den oben genannten Normen verankerten Formeln zur Berechnung der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser und der Betondeckung sowie die Angaben zu Verankerungslängen und Überlappungsstößen liefern für Geopolymerbeton konservative Ergebnisse, sodass in den meisten Studien vorgeschlagen wird, im ersten Schritt, diese zu übernehmen.

Das Verbundspannungs-Schlupfverhalten wurde noch weniger intensiv untersucht. Pull-Out-Tests verdeutlichen, dass sich das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten nicht signifikant vom Verhalten bei Normalbeton unterscheidet. Abbildung 6 zeigt exemplarisch die Ergebnisse des Ausziehverhaltens einer Studie mit 102 Versuchen [15].

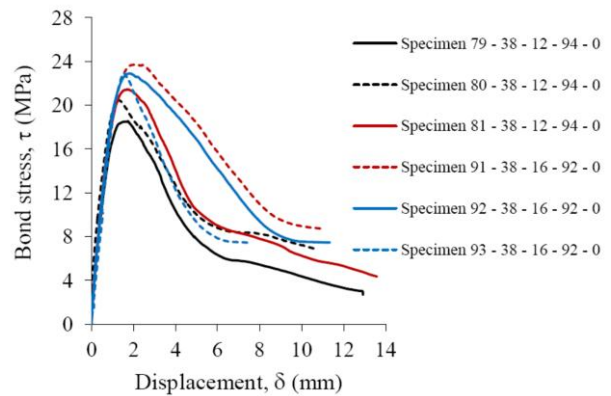


Abbildung 6 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Pull-Out-Tests an GPC-Proben aus [15]: Druckfestigkeit $f_c=38$ N/mm², Bewehrungsdurchmesser $d_s=12$ oder 16mm, Betondeckung $c=94$ oder 92mm

5.3 Biegung und Längskraft

Bewehrte Platten und Balken aus Geopolymerbeton verhalten sich prinzipiell gleich wie herkömmliche Stahlbetonbauteile. Deshalb werden auch weltweit dieselben Berechnungsmethoden in der Bemessung angewendet (siehe Abbildung 7).

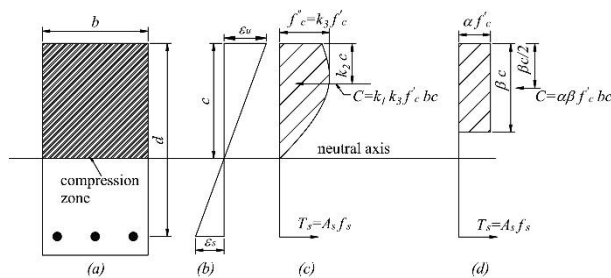


Abbildung 7 Querschnittsbemessung auf Biegung und Längskraft mit den im ACI verwendeten Bezeichnungen der Spannungsblock-Faktoren aus [16].

Tran et.al. [16] leitet unter Anwendung der theoretischen Spannungs-Dehnungsbeziehung aus Gleichung (1) und Versuchsergebnissen aus der Literatur 3 Sets an Faktoren für die Definition des in Abbildung 7 dargestellten Spannungsblocks her. Unter Anwendung der 3 Faktoren-Sets ermittelt er die Biegetragfähigkeit von Versuchen und vergleicht diese untereinander aber auch mit den Rechenergebnissen mit ACI-Faktoren für Normalbeton. Wie zu erwarten, zeigt sich, dass im Falle von unterbewehrten Querschnitten (die Bewehrung fließt bevor die Druckzone versagt) die Ergebnisse nicht sehr sensibel auf die Wahl der Spannungsblock-Faktoren sind, weil sich der innere Hebelarm kaum verändert.

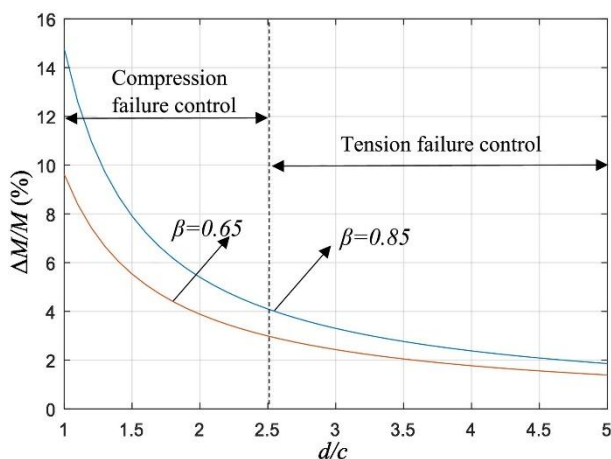


Abbildung 8 Sensibilität der Biegetragfähigkeit auf eine Veränderung des Spannungsblockfaktors α um 20% aus [16].

Dieser Sachverhalt wird in Abbildung 8 sehr anschaulich quantifiziert. Sie zeigt die Veränderung der theoretischen Biegetragfähigkeit über den Kehrwert der bezogenen Druckzonenhöhe (d/c) für den Fall, dass der Faktor α um 20% erhöht wird. Erst wenn Druckzonenversagen maßgebend wird (überbewehrter Querschnitt), beträgt die Abweichung

mehr als 3-4%, abhängig von der Wahl des Faktors β . Dies bedeutet, dass die in Stahlbetonnormen existierenden Faktoren für die Bemessung von Balken und Platten aus Geopolymerbeton verwendet werden können, solange die Druckzone nicht für das Erreichen der Tragfähigkeit maßgebend ist. Für die Bemessung von Stützen hingegen müssen die GPC-Faktoren bzw. die GPC-Arbeitslinien, wie schon in Kapitel 5.1 gezeigt wurde, verwendet werden. Die Auswertung von 40 GPC-Balken (diverser Studien) mit variierendem Bewehrungsgrad, Querschnittshöhen und Druckfestigkeit (20 bis 75 N/mm²) hinsichtlich der Treffsicherheit des ACI-Bemessungsmodells untermauert das Vertrauen in die existierenden Modelle. Die Modellgenauigkeit beträgt 1,16 mit einem Variationskoeffizienten von 15%; somit konservative Rechenergebnisse mit moderater Streuung [9].

5.4 Querkraft

Je weniger Schubbewehrung in Stahlbetonbalken angeordnet wird, desto größer wird die Rolle der Betoneigenschaften, insbesondere die Zug- und Druckfestigkeit, aber auch das Rissverhalten und die Bruchenergie. Da sich diese Eigenschaften von GPC und die Relationen zueinander doch merklich von Normalbeton unterscheiden, hat auch der damit in Verbindung stehende Querkraft-Traganteil V_{Rdc} die größte Bedeutung. Die unterschiedlichen Formeln aller Normen, die diesen Traganteil vorhersagen sollen, haben keinen physikalischen bzw. mechanischen Ursprung, sondern wurden empirisch aus unzähligen Versuchen an Balken ohne Schubbewehrung gewonnen. Wendet man diese, in Fachkreisen kontrovers diskutierten, Gleichungen auf Geopolymer-Balken an, wird erkannt, dass diese die tatsächliche Schubtragfähigkeit unterschätzen. Dies hat Wu [17] in einer umfassenden und systematischen Arbeit nicht nur anhand seiner eigenen, moderat bügelbewehrten, Balken sondern auch anhand von Versuchsergebnissen aus der Literatur, egal ob für Flugasche- oder Schlacke-basierten Geopolymerbeton, eindrücklich bestätigt (Abbildung 9). In dieser Darstellung bedeuten Werte kleiner als 1, dass die Vorhersage kleiner als das Versuchsergebnis ist. Wu et. al. haben in die Studie ein teils mechanisch basiertes Schub-Bemessungsmodell (Versagen der Druckzone) von Choi et. al [18] aufgenommen. Dieses sagt die Schubtragfähigkeit über

alle untersuchten Versuche am besten vorher (Mittelwert der Modellgenauigkeit von 0,9 mit einem Variationskoeffizienten von 32,6%.

Das Rissbild und der Versagensmechanismus der GPC-Balken sind sehr ähnlich wie bei den Referenzbalken aus Normalbeton. Auffällig ist jedoch, dass bei vergleichbarer Verformung und Last, die Rissanzahl geringer und damit die Rissbreite deutlich größer ist. Im Gegensatz dazu werden in vielen experimentellen Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit von Balken vergleichsweise geringere Rissbreiten beobachtet. Eine noch nicht bestätigte Erklärung dafür könnte im spröderen Materialverhalten (geringere Bruchenergie) des in [17] verwendeten Schlacke-basierten GPC gefunden werden.

6 Status Normungsvorhaben

Wie in Kapitel 5 dargelegt, haben viele wissenschaftliche Untersuchungen gezeigt, dass die für Normalbeton bzw. Stahlbeton existierenden Bemessungsnormen in großen Bereichen auch für die Planung von GPC-Bauteilen angewendet werden können. Adaptierungen sind im Bereich der Stoffgesetze notwendig. Dafür gibt es bereits zahlreiche, experimentell abgesicherte, Vorschläge.

Die Einarbeitung in eine Norm erfolgte nach Wissen der Autoren bis jetzt nur in Australien. Im Jahr 2023 wurde die *Technical Specification Design of geopolymer and alkali-activated binder concrete*

structures (SA TS 199:2023) veröffentlicht [19]. Dieses Dokument besteht aus 100 Seiten und ergänzt die Stahlbeton-Bemessungsnorm AS 3600:2018 *Concrete Structures*. Die Inhalte der SA TS 199:2023 beschränken sich nicht nur auf die Bemessung im statischen Sinne, sondern beinhalten auch alle Regeln für die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit (Mindestbetondeckung je Expositionsklasse, Prüfverfahren...). In Bereichen, wo die experimentelle Datenlage GPC noch klein ist, wurden konservative Regeln festgelegt. Diese können mit wachsender Erfahrung und Datenmenge angepasst werden.

In Großbritannien wurde eine Vor-Norm mit dem Titel *Construction materials -Alkali-activated cementitious material and concrete – Specification* bereits 2016 veröffentlicht [20]. Sie richtet sich an Hersteller von alkalisch aktivierten, zementartigen Materialien, an Hersteller von vorgefertigten GP-Beton-elementen und an Hersteller von Geopolymerbeton, der vorgefertigt, fertig gemischt oder vor Ort gemischt werden soll. Ziel dieser Vor-Norm ist es, die Anwendung von Geopolymerbeton in Bauprojekten rasch zu ermöglichen. Es werden nicht nur die Leistungsanforderungen an Geopolymerbetone und die Ausgangsstoffe definiert, sondern auch, mit welchen Prüfverfahren diese nachzuweisen sind. Außerdem werden die Verantwortlichkeiten und Qualitätssicherungsprozesse in einem Bauprojekt mit Geopolymerbeton geregelt.

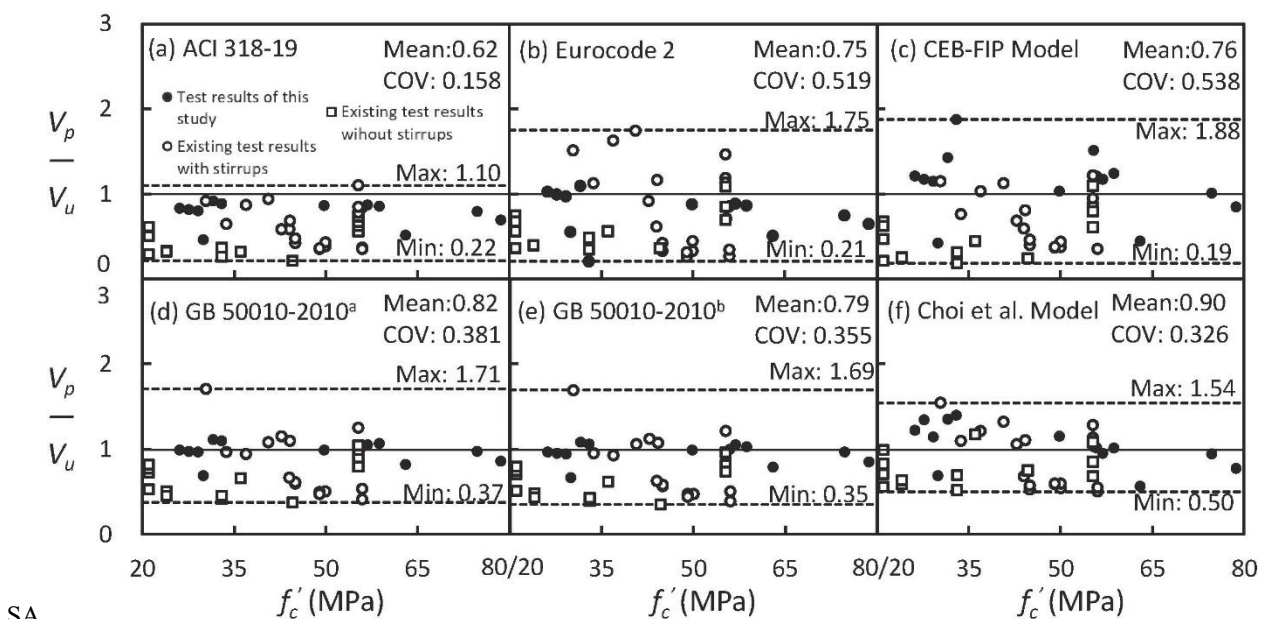


Abbildung 9 Vergleich des Betontraganteils (V_{Rdc}) aus unterschiedlichen Normen und Modellen mit Versuchen aus [16]: V_p steht für die theoretische Vorhersage und V_u für das tatsächliche Tragvermögen aus dem Versuch.

Auch in Österreich wurden in den letzten Jahren erste Schritte zur Standardisierung von Geopolymeren und alkalisch aktivierter Baustoffe gesetzt. Im Jahr 2024 wurde beim Austrian Standards Institute die Arbeitsgruppe AG 075.09 „Geopolymere und alkalisch aktivierte Baustoffe“ eingerichtet. Der derzeitige Schwerpunkt der Arbeitsgruppe liegt auf der Erarbeitung eines ersten nationalen Regelwerks (ÖNORM B 3380) mit dem Arbeitstitel „*Geopolymere und alkalisch aktivierte Materialien (AAM) für vorgefertigte Betonerzeugnisse in chemisch belasteter Umgebung – Anforderungen, Prüfungen, Güteüberwachung*“. Der Fokus orientiert sich folglich an jenen Anwendungsbereichen, in denen alkalisch aktivierte Baustoffe aufgrund ihrer hohen Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen – insbesondere in Abwasser- und Infrastrukturbauwerken mit biogener Schwefelsäurekorrosion – bereits heute ein hohes Anwendungspotenzial aufweisen, wie auch in diesem Beitrag beschrieben. Die Einrichtung der Arbeitsgruppe schafft damit die Voraussetzung, internationale Entwicklungen – wie beispielsweise die australische SA TS 199:2023 oder die britische BS 8615 – hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf österreichische Rahmenbedingungen zu bewerten und nationale Grundlagen für Anforderungen, Prüfverfahren, Güteüberwachung und die zukünftige Bemessung alkalisch aktivierter Baustoffe zu entwickeln. Die im Rahmen des CD-Labors GECCO₂ gewonnenen Erkenntnisse zu Materialtechnologie, Dauerhaftigkeit und Bemessung leisten hierzu einen wesentlichen wissenschaftlichen Beitrag und fließen unmittelbar in die laufenden Normungsarbeiten ein.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellten Arbeiten zeigen, dass sich auf Basis reaktivitätsoptimierter Bindemittelsysteme leistungsfähige, reststoffbasierte alkalisch aktivierte Betone entwickeln lassen. Durch die gezielte Betonentwicklung konnten sehr gute mechanische Eigenschaften und die ausgezeichnete Beständigkeit der entwickelten Bindemittel auf Betonebene übertragen werden. Die Ergebnisse verdeutlichen das Potenzial dieser Werkstoffe für den Einsatz in chemisch aggressiven Umgebungen und bilden gleichzeitig eine wichtige Grundlage für deren zukünftige Bemessung und normative Umsetzung.

Die bisherigen Erkenntnisse bezüglich Bemessung zeigen, dass Geopolymere und alkalisch aktivierte Betone in weiten Bereichen nach denselben mechanischen Grundprinzipien wie Portlandzementbetone bemessen werden können und bestehende Bemessungsansätze grundsätzlich übertragbar sind. Gleichzeitig besteht weiterer Forschungsbedarf bei der Beschreibung der Materialeigenschaften, insbesondere hinsichtlich Stoffgesetzen in Abhängigkeit von Art und Anteil der Hauptbestandteile sowie bei Prognosemodellen für das Rissbildungs- und Rissbreitenverhalten. Darüber hinaus sind weiterführende Untersuchungen zu zeitabhängigen Materialeigenschaften, wie Elastizitätsmodul, Schwinden und Kriechen, erforderlich. Die Bearbeitung dieser Fragestellungen stellt eine wesentliche Voraussetzung für die Weiterentwicklung leistungsorientierter Bemessungsansätze und deren zukünftige Verankerung in nationalen und internationalen Regelwerken dar.

8 Danksagung

Diese Studie wurde im Rahmen des Christian-Doppler-Labors für geopolymere Baustoffe auf Abfallbasis in der CO₂-neutralen Kreislaufwirtschaft (GECCO₂) durchgeführt. Wir bedanken uns für die finanzielle Unterstützung durch das österreichische Bundesministerium für Arbeit und Wirtschaft sowie die Christian-Doppler-Forschungsgemeinschaft. Mitfinanzierende Industriepartner sind ÖBB Infrastruktur AG, RHI Magnesita NV, Voestalpine Stahl Donawitz GmbH, Kirchdorfer Fertigteilverteilung GmbH, Brantner green solutions GmbH, Initiative Ziegel des Forschungsvereins der Stein- und Keramikindustrie, Gemeinschaft Steirischer Abwasserentsorger (GSA), MM-Kanalrohr-Sanierung GmbH und CharLine GmbH.

9 Literatur

- [1] C. Grengg, G. Koraimann, N. Ukrainczyk, O. Rudic, S. Luschnig, G.J.G. Gluth, M. Radtke, M. Dietzel, F. Mittermayr, *Cu- and Zn-doped alkali activated mortar – Properties and durability in (bio)chemically aggressive wastewater environments*, Cem. Concr. Res. 149 (2021) 106541. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106541>.

- [2] C. Grengg, N. Ukrainczyk, G. Koraimann, B. Mueller, M. Dietzel, F. Mittermayr, *Long-term in situ performance of geopolymer, calcium aluminate and Portland cement-based materials exposed to microbially induced acid corrosion*, Cem. Concr. Res. xxxx (2020) 13. <https://doi.org/doi.org/10.1016/j.cemcon-res.2020.106034>.
- [3] C. Grengg, O. Rudic, M.R.M. Saade, F. Steindl, M. Wilkening, A. Jodlbauer, I. Zoegl, D. Wohlmuth, F. Mittermayr, *Alkali activated steel slag – oil composites: Towards resource efficiency and CO2 neutrality*, Cem. Concr. Res. 186 (2024) 107678. <https://doi.org/10.1016/j.cemcon-res.2024.107678>.
- [4] C. Grengg, J. Juhart, F. Mittermayr, O. Rudic, Y. Serek, D. Funke-Kaiser, B. Freytag, *Geopolymerbeton – Eigenschaften, Herstellung und Anwendung im Abwasserbereich*, in 5. Grazer Betonkolloquium, Verlag der Technischen Universität Graz 2022.
- [5] J. Juhart, C. Gößler, C. Grengg, F. Mittermayr, O. Rudic, A. McIntosh, B. Freytag, *Material characterization of geopolymer mortar for its beneficial use in composite construction*, RILEM Tech. Lett. 5 (2020) 174–185. <https://doi.org/10.21809/rilemtech-lett.2020.125>.
- [6] Austrian Federal Ministry for Climate Action, Environment, Energy, Mobility, *Die Bestandsaufnahme Der Abfallwirtschaft in Österreich - Statusbericht 2024*, Vienna, 2024.
- [7] B. Ratz, F.R. Steindl, A. Hassan, S. Radinger, S. Raić, K.P. Sedlazeck, C. Grengg, *Evaluation of mineral waste streams for alkali-activated materials: Reactivity and utilization potential*, J. Build. Eng. 116 (2025). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2025.114705>.
- [8] O. Rudić, C. Grengg, Y. Seyrek, F. Steindl, B. Müller, I. Zögl, D. Wohlmuth, N. Ukrainczyk, F. Mittermayr, *Drying shrinkage and carbonation of steel slag-metakaolin alkali-activated composites: Effect of vegetable oil addition and slag aggregates*, Cem. Concr. Res. 189 (2025). <https://doi.org/10.1016/j.cemcon-res.2024.107764>.
- [9] S.U. Azunna, F.N.A.A. Aziz, R.S.M. Rashid, *Review on structural characteristics of reinforced geopolymer concrete*, Prog. Eng. Sci. 2 (2025) 100083. <https://doi.org/10.1016/j.pes.2025.100083>.
- [10] P. Nath, P.K. Sarker, *Flexural strength and elastic modulus of ambient-cured blended low-calcium fly ash geopolymer concrete*, Constr. Build. Mater. 130 (2017) 22–31. <https://doi.org/10.1016/j.conbuild-mat.2016.11.034>.
- [11] P. Saranya, P. Nagarajan, A.P. Shashikala, *Behaviour of GGBS-dolomite geopolymer concrete short column under axial loading*, J. Build. Eng. 30 (2020) 101232. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101232>.
- [12] M.P. Collins, D. Mitchell, J.G. Macgregor, *Structural Design Considerations for High-Strength Concrete*, Concr. Int. 15 (1993) 27–34. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:135141904>.
- [13] P.K. Sarker, *Analysis of geopolymer concrete columns*, Mater. Struct. 42 (2009) 715–724. <https://doi.org/DOI 10.1617/s11527-008-9415-5>.
- [14] A. Castel, S.J. Foster, *Bond strength between blended slag and Class F fly ash geopolymer concrete with steel reinforcement*, Cem. Concr. Res. 72 (2015) 48–53. <https://doi.org/10.1016/j.cemcon-res.2015.02.016>.
- [15] E.G. M. Albitar, P. Visintin, M.S. Mohamed Ali, O. Lavigne, *A Bond Slip Model for Uncorroded and Corroded Steel Reinforcement in Class-F Fly 5 ash Geopolymer Concrete*, J. Mater. Civ. Eng. (2016) 105–112. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001713](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001713).
- [16] T.T. Tran, T.M. Pham, H. Hao, *Rectangular Stress-block Parameters for Fly-ash and Slag Based Geopolymer Concrete*, Structures. 19 (2019) 143–155. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.01.006>.
- [17] C. Wu, H.J. Hwang, C. Shi, N. Li, Y. Du, *Shear tests on reinforced slag-based geopolymer concrete beams with transverse reinforcement*, Eng. Struct. 219 (2020) 110966. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110966>.

- [18] K. Choi, J.-C. Kim, H.-G. Park, *Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism*, *Aci Struct. J.* 113 (2016) 1095–1106. <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:138161950>.
- [19] Standards Australia, *Design of geopolymer and alkali-activated binder concrete structures* SA TS 199:2023, 2023.
- [20] British Standards Institution, *Construction materials, Alkali-activated cementitious material and concrete Specification*, 2016. 978 0 580 89148 9.

Innovationen im U-Bahnbau: CO₂-Reduktion durch zwangspannungsminimierten WU-Recyclingbeton

Michael Kupitz, Denis Milosevic
Wiener Linien GmbH & Co KG, Österreich

Joachim Juhart
Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich

Dirk Schlicke
Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Wiener Linien setzen als innovativer Infrastrukturbetreiber im U-Bahnbau auf Dekarbonisierung, Kreislaufwirtschaft und ressourcenschonende Materialkonzepte. Im Rahmen des Projekts „GreenInfrastructures“ wurde ein CO₂-reduzierter, wasserundurchlässiger Recyclingbeton für zwangsbeanspruchte Tunnelbauteile entwickelt und in einer Prototypenwand unter Praxisbedingungen erprobt. Ausgangspunkt ist, dass Zwangsspannungen infolge behinderter Temperatur- und Schwindverformungen bei massiven Stahlbetonbauteilen eine wesentliche Ursache für das Rissrisiko und damit für die erforderliche rissbreitenbegrenzende Bewehrung darstellen. Der entwickelte Beton kombiniert ein CO₂-reduziertes Bindemittel mit hochwertigen rezyklierten Gesteinskörnungen und einer optimierten Betontechnologie. Untersucht wurden Verarbeitbarkeit, Pumpbarkeit, Temperaturentwicklung, Schwindverhalten, Festigkeit, Elastizitätsmodul, Wasserundurchlässigkeit und Treibhauspotenzial. Die Ergebnisse zeigen, dass die funktionalen Anforderungen trotz hohem Recyclinganteil erfüllt werden. Durch geringere Hydratationswärme und reduzierten Elastizitätsmodul kann der Beton Zwangsspannungen und Rissrisiken verringern und zugleich Treibhauspotenzial sowie Primärrohstoffverbrauch reduzieren.

1 Herausforderungen und Chancen eines nachhaltigen U-Bahnbaus

1.1 U2xU5: Wiens größtes Infrastruktur- und Klimaschutzprojekt

Mit dem Linienkreuz U2xU5 entsteht derzeit das größte Infrastruktur- und Klimaschutzprojekt der Stadt Wien (Abbildung 1). Die bestehende U2 wird bis zum Matzleinsdorfer Platz verlängert (Fertigstellung geplant bis 2030), während die neue vollautomatische U5 künftig die Innenstadt mit dem Nordwesten Wiens verbinden wird (Fertigstellung Mitte der 2030er-Jahre). Im Endausbau umfasst das Projekt rund zehn Kilometer neue Tunnel und zwölf neue beziehungsweise umgebaute Stationen. Der Ausbau der U-Bahn gilt als zentrales Klimaschutzprojekt der Stadt Wien, da langfristig Millionen von

PKW-Kilometern und große Mengen an CO₂ eingespart werden können. Zudem stärkt die neue Infrastruktur den öffentlichen Verkehr und fördert den Umstieg vom Auto auf nachhaltige Mobilität. Durch die Erweiterung entsteht Platz für bis zu 300 Millionen zusätzliche Fahrgäste pro Jahr. Gleichzeitig können jährlich rund 550 Millionen Pkw-Kilometer und bis zu 75.000 Tonnen CO₂ eingespart werden. Für die Wiener Linien bedeutet nachhaltiger U-Bahnbau daher nicht nur eine zusätzliche Verpflichtung, sondern auch die Chance, sich als moderner und verantwortungsvoller Mobilitätsanbieter zu positionieren und einen wesentlichen Beitrag zur klimafreundlichen Stadtentwicklung Wiens zu leisten.



Abbildung 1 Überblick Projekt U2xU5 [www.wienerlinien.at/u2xu5]

1.2 Kreislaufwirtschaft und ressourcenschonende Lösungen im U-Bahnbau

Der nachhaltige U-Bahnbau stellt die Wiener Linien vor große technische, wirtschaftliche und organisatorische Herausforderungen. Es fallen gewaltige Mengen an Aushub (Erdreich, Gesteinskörnungen, Ton etc.) und Abbruchmaterialien (Betonabbruch etc.) an. Besonders die Bauphase verursacht zudem durch Beton, Stahl, Energieverbrauch und Baustellenlogistik erhebliche CO₂-Emissionen. Gleichzeitig erfolgt der Ausbau von U2xU5 mitten im dicht verbauten Stadtgebiet Wiens, wodurch Anforderungen wie Lärmreduktion, Verkehrsführung und Rücksicht auf Anrainer*innen zusätzlich zu berücksichtigen sind. Nachhaltige Baustoffe und neue Bauverfahren erhöhen außerdem den Planungs- und Beschaffungsaufwand und stehen oft im Spannungsfeld zwischen Kosten, Terminen und Klimazielen.

Die Wiener Linien setzen dabei verstärkt auf innovative und ressourcenschonende Lösungen, wie auf die Produktion von zirka 2,8 Mio. Ziegeln aus tonreichem Aushubmaterial, das aus dem Tunnelbau mittels TBM (Tunnelbohrmaschine) gewonnen wurde oder die Verwertung von anfallendem Betonabbruchmaterial. Es entsteht u.a. im Zuge der Errichtung von Stationsbauwerken, Notausstiegen und Baugruben aus dem Rückbau temporärer Stahlbetonkonstruktionen. Der dabei anfallende Betonbruch besitzt eine gut bekannte Materialqualität und eignet sich daher besonders für die Herstellung hochwertiger Recyclinggesteinskörnungen der höchsten Qualitätsklasse (RB-A1) nach ÖNORM B 3140 oder zukünftig auch nach noch höheren Qualitätsanforderungen, die zu definieren sind.

1.3 Bauablauf, Rückbau und Recycling am Beispiel des Notausstiegs Quellenstraße

Beispiele für potenziell verwertbare Rückbauten sind temporäre Widerlager im Vortrieb der Tunnelröhren (Abbildung 2) und temporäre Aussteifungen in Schachtbauwerken wie im Notausstieg nördlich der Quellenstraße im 10. Wiener Gemeindebezirk, in dem die später beschriebene Prototypenwand realisiert wurde (Abbildung 3).



Abbildung 2 Abbruch eines temporären Widerlagers (Quelle: BOKU)

Der Notausstieg wurde als Schachtbauwerk in offener Deckelbauweise hergestellt. Das Bauwerk erreicht eine Tiefe von rund 37,5 m unter Geländeoberkante. Die Baugrubensicherung erfolgte mittels einer 1,20 m starken Schlitzwand. Nach Herstellung des Baugrubenverbaus wurde der Schacht abschnittsweise von oben nach unten abgeteuft. Zur Aussteifung der Baugrube wurden auf den einzelnen Ebenen umlaufende Stahlbetonroste angeordnet, deren Lage den späteren Geschossdecken entspricht.

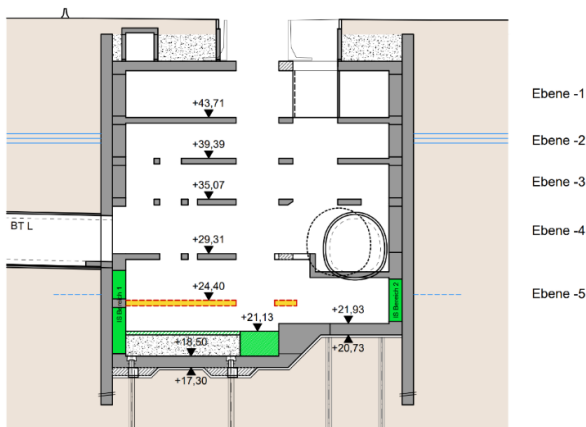


Abbildung 3 Notausstieg Quellenstraße – nach dem Herstellen der Innenschale (grün) und der Bodenplatte kann die prov. Aussteifung (in Gelb) wieder abgebrochen werden

Um die für die Tunnelvortriebe sowie für die Ver- und Entsorgung erforderlichen Transportwege freizuhalten, wurden Teile dieser Aussteifungshorizonte mit temporären Stahlbetondecken hergestellt. Die Aussteifungsebenen übernehmen während der Bauphase die Funktion der Baugrubenaussteifung und werden teilweise in das Endbauwerk integriert. Ein wesentliches Merkmal der gewählten Bauweise ist, dass auf rückverankerte Baugrubenwände verzichtet werden kann. Die horizontale Aussteifung erfolgt durch die Geschossdeckenebenen sowie schließlich durch die Bodenplatte. Für die Baudauer bleibt eine zentrale Förder- und Transportöffnung bestehen, über welche die Ver- und Entsorgung der Vortriebsarbeiten sowie der Materialtransport für den Ausbau abgewickelt wurden.

Parallel zum Aushub erfolgte die Herstellung der Innenschale. Diese bildet gemeinsam mit der äußeren Schlitzwand das dauerhafte zweischalige Tragwerk des Schachtes. Die Innenschale sowie die Bodenplatte wurden gemäß der ÖBV-Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen“ [1] ausgeführt und übernehmen die Funktion der dauerhaft wasserundurchlässigen Konstruktion. Im Bereich der Tunnelanschlüsse wurden entsprechende wasserdichte Anschlüsse an die Tunnelröhren hergestellt. Nach Abschluss der Tunnelvortriebe und der streckentechnischen Ausrüstung werden die während der Bauphase erforderlichen Transportöffnungen endgültig geschlossen. Mit der Herstellung der fehlenden Deckenteile ist die endgültige Trag-

wirkung des Bauwerks gegeben, wodurch temporären Aussteifungen rückgebaut werden können.

1.4 Prototypenwand für zwangspannungsminierten WU-Recyclingbeton

Im Rahmen des von der FFG geförderten Branchenforschungsprojekts „GreenInfrastructures“ wurde eine Prototypenwand als Demonstrationsbauteil errichtet. Hierzu wurde im fünften Untergeschoss des Bauwerks ein rund $8 \times 4,5 \times 1,4 \text{ m}^3$ großes Wandsegment (Abbildung 4) mit drei wesentlichen Innovationsbausteinen ausgeführt:

- (1) Einsatz von Basaltbewehrung u.a. zur Vermeidung streustrombedingter Korrosionsrisiken,
- (2) Zwangspannungsreduktion: optimiertes Materialkonzept und Bemessungsmodell zur Rissvermeidung und Reduktion der erforderlichen Bewehrung,
- (3) Einsatz eines CO₂-reduzierten wasserundurchlässigen Recyclingbetons.

Der folgende Beitrag behandelt Pkt. (2) und (3).



Abbildung 4 Aussparung für die Prototypenwand im 5. UG des Bauwerks "Notausstieg Quellenstraße"

Für die Wiener Linien bot das Projekt die Möglichkeit, innovative Bauweisen unter Praxisbedingungen zu erproben, wertvolle Erkenntnisse für zukünftige Infrastrukturprojekte zu gewinnen und es stärkt die Rolle der Wiener Linien als innovationsorientierter und verantwortungsbewusster Bauherr. Wesentlicher Erfolgsfaktor war die enge Zusammenarbeit von Bauherrschaft, Planern, ausführenden Unternehmen, Prüforganisationen und Forschungseinrichtungen.

Zur Absicherung der innovativen Bauweise wurde eine strukturierte Risikobetrachtung hinsichtlich Tragfähigkeit, Wasserdichtheit, Dauerhaftigkeit

und Brandverhalten durchgeführt und das Risiko systematisch bewertet. Die Eintrittswahrscheinlichkeit der Risiken wurde durch umfangreiche Vorversuche, fundierte Bemessung sowie begleitende Qualitätssicherungsmaßnahmen als gering eingestuft. Im unkritischen, nicht öffentlich zugänglichen Bereich, in dem sich die Prototypenwand befindet, sind keine unmittelbaren Auswirkungen auf den U-Bahn-Bau und Betrieb zu erwarten.

2 Entwicklung eines CO₂-reduzierten WU-Recyclingbetons

Massive Stahlbetonbauteile benötigen große Mengen an natürlichen Ressourcen sowie energie- und CO₂-intensiven Baustoffen. Hauptverantwortlich für die CO₂-Emissionen ihrer Produktion sind Zementklinker und Betonstahl. Die Angabe erfolgt als „kgCO₂e“ also CO₂-Äquivalente bzw. als „global warming potential“ (GWP). In diesem Beitrag werden Umweltproduktdeklarationen (EPDs) der Hersteller der Ausgangsstoffe herangezogen bzw. Branchenangaben [2].

Gleichzeitig sind massive Tunnelinnenschalen anfällig für zwangspannungsbedingte Rissbildung, die bei Behinderung der Verformungen aufgrund von Temperaturänderungen infolge der Hydratationswärme sowie der Schwindverformungen durch die monolithische Verbindung zwischen den Bauteilen entstehen.

Vor diesem Hintergrund wurde im Forschungsprojekt „GreenInfrastructures“ ein CO₂-reduzierter, wasserundurchlässiger Recyclingbeton (CO₂r-RB) entwickelt, der eine Reduktion der Treibhausgasemissionen, den erstmaligen Einsatz von Recyclinggesteinskörnungen im U-Bahnbau und auch eine Verringerung der Rissgefährdung und damit des erforderlichen Bewehrungsgrades ermöglichen soll. Ausgangspunkt war ein Standard-Infrastrukturbeton gemäß den Anforderungen nach ÖBV Richtlinie für Tunnelinnenschalen [3]. Dieser Referenzbeton (REF-BS1A) erfüllt Anforderungen hinsichtlich Festigkeit, Dichtigkeit (Wassereindringtiefe < 20mm), Dauerhaftigkeit und Verarbeitbarkeit (Pumpbarkeit) entsprechend der Klassen C25/30 (90) BS1/XW2/XAT-B/XC2 F52 gemäß ÖNORM B 4710-1 und [3].

2.1 Verwendung rezyklierter Gesteinskörnungen

Als Ausgangsmaterial dienten Recyclinggesteinskörnungen aus dem Abbruch eines temporären Widerlagers des U-Bahnbauvorhabens. Durch eine gezielte Nass-Aufbereitung und Klassierung durch die Fa. Wopfinger Transportbeton wurden Recyclinggesteinskörnungen der Qualitätsklasse RB-A1 nach ÖNORM B 3140 in mehreren Kornfraktionen gewonnen. Insgesamt wurden 50 % der groben natürlichen Gesteinskörnungen der Fraktionen 4 bis 32 mm durch rezyklierte Gesteinskörnungen ersetzt.



Abbildung 5 Bestimmung der Wasseraufnahme von Recyclinggesteinskörnungen in diversen Fraktionen vom feinen Sand bis zum groben Gesteinskörnungen

Da die Recyclinggesteinskörnungen aufgrund ihrer porösen Struktur eine erhöhte Wasseraufnahme aufweisen ($w_{24h} = 5,5 \text{ M.}\%$) wurde eine stabile Verarbeitbarkeit durch eine gezielte 100%-Vorsättigung sichergestellt. Die Nassaufbereitung und geschützte Lagerung bis zur Verwendung verhinderten dabei eine Austrocknung und letztlich einen raschen Konsistenzverlust des Frischbetons wie er bei der Verwendung trockener rezyklierter Gesteinskörnungen sonst oft beobachtet wird.

2.2 Klinkerreduziertes Bindemittelkonzept und performancebasierte Betonrezeptur

Der größte Beitrag zur Verringerung des CO₂-Fußabdrucks der Betonrezeptur wurde durch die Optimierung des Bindemittels erzielt, indem der Anteil an Portlandzementklinker des CO₂r-RB gegenüber dem REF-BS1A nochmal deutlich reduziert wurde. Hierzu wurde ein klinkerarmes Bindemittelsystem nach dem sogenannten Mikrofüller-/Ecofüller-Kon-

zept entwickelt [4]. Portlandzement CEM I SR0 (C₃A-frei) wurde durch aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe (AHWZ) ersetzt und durch Kalksteinmehle unterschiedlicher Feinheit ergänzt. Gleichzeitig wurde die Kornzusammensetzung des Betons über den gesamten Korngrößenbereich mithilfe von mehreren Einzelfractionen insbesondere des Sandes optimiert und das Leimvolumen reduziert (Tabelle 1). Die gewählten Bindemittelkomponenten zeichnen sich durch eine vergleichsweise geringe Hydratationswärmeentwicklung aus. Damit leisten sie nicht nur einen Beitrag zur CO₂-Reduktion, sondern beeinflussen auch das Verformungsverhalten des jungen Betons positiv. Insgesamt konnte das Treibhauspotenzial des entwickelten Recyclingbetons gegenüber dem Referenzbeton von rund 143 kgCO₂e/m³ auf etwa 105 kgCO₂e/m³ reduziert werden. Dies entspricht einer Verringerung um rund 25%.

Tabelle 1 Betonrezepturen und GWP Werte

Mischung	REF-BS1A	CO2r-RB
	[kg/m ³]	[kg/m ³]
CEM I 42,5N SR0	240	160
AHWZ (ÖN B 3309-1)	80	120
Kalksteinmehl in Zementfeinheit	-	40
Mikrofeines Kalksteinmehl	-	30
Sand 0/1, rund	-	240
Sand 0/2, gebrochen	350	-
Sand 0/4, rund	715	685
Kies 4/8, rund	154	135
Kies 8/16, rund	232	100
Kies 16/32, rund	480	220
rezyklierte Gesteinsk. RB-A1 4/16	-	235
rezyklierte Gesteinsk. RB-A1 16/32	-	220
Fließmittel	1,4	0,99
Luftporenbildner	0,7	0,65
Wasser in Mischer zugegeben	170	150
Wasser zur Vorsättigung der rezykl. Gesteinskörnung		23,4
W/B _{per} (performancebasiert, mit 80% Vorsättigungswasser)	0,53	0,48
W/B (k-Wert 0,8 für AHWZ, mit 80% Vorsättigungswasser)	0,56	0,66
GWP (A1) [kgCO ₂ e/m ³]	143	105

2.3 Verarbeitbarkeit und Pumpbarkeit

Der entwickelte Recyclingbeton erreichte unmittelbar nach dem Mischen eine hohe Fließfähigkeit und zeigte auch nach längeren Transportzeiten eine stabile Konsistenz.

Für die Beurteilung der Pumpbarkeit wurden ergänzende rheologische Untersuchungen mit einem Rohr-Rheometer („Sliper“, Fa. Schleibinger, [5])

durchgeführt. Sowohl Referenz- als auch Recyclingbeton zeigten gleichwertige Pumpkennwerte. Die praktische Ausführung bestätigte eine gute Förderbarkeit über die rund 50 m lange Pumpleitung bis in das fünfte Untergeschoss des Bauwerks.



Abbildung 6 Prüfung der Verarbeitbarkeit mit dem Gleitrohrreometer [5]

2.4 Materialeigenschaften und Zwangspannungsreduktion

Die maßgebenden Eigenschaften des Betons für das Risiko zwangspannungsbedingter Rissbildung sind die Temperaturentwicklung infolge der Hydratationswärme, das Schwindverhalten sowie das Verhältnis von Zugfestigkeit zu Elastizitätsmodul des Betons und dessen zeitliche Entwicklung [6,7].

Vereinfacht entstehen Zwangspannungen durch die Behinderung der temperatur- und schwindbedingten Verformungen im erhärtenden Beton. Die resultierenden Zugspannungen müssen während der Erhärtung stets unterhalb der jeweiligen Betonzugfestigkeit bleiben, um Rissbildung zu vermeiden.

Die Untersuchungen zeigten, dass der entwickelte Recyclingbeton die Anforderungen hinsichtlich Verarbeitbarkeit, Festigkeit und Wasserundurch-

Makrorissindex:

$$\frac{\sigma_N(t) + \sigma_{M_y}(t) + \sigma_{M_z}(t)}{f_{ctm}(t)} \leq 1,0$$

Wahrscheinliches Temperaturszenario:

Umgebungstemperatur:

$$T_{a,m} = 10 \dots 5 \text{ °C}$$

Frischbetontemperatur:

$$T_{\text{Frischbeton}} = T_{a,m} + 2 \text{ °C}$$

Tagesgang:

$$\Delta T_{a,var} = \pm 5 \text{ °C}$$

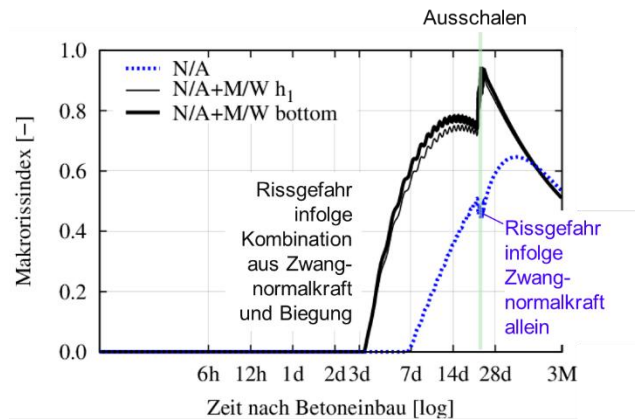


Abbildung 7 Auswertung der Rissgefahr für ein wahrscheinliches Temperaturszenario, der Makrorissindex bleibt <1. D.h. Rissvermeidung gelingt

lässigkeit vollständig erfüllt. Gleichzeitig weist CO₂rRB einen geringeren Elastizitätsmodul als REF-BS1A bei vergleichbarer Zugfestigkeit auf, woraus sich ein günstiger Einfluss auf die Rissgefährdung ergibt.

Zusätzlich wurde eine geringere maximale Hydratationstemperatur des klinkerarmen Betons festgestellt, was die thermischen Verformungen verringert und damit das Ziel einer zwangspannungsarmen Bauweise unterstützt. Das Trocknungsschwinden des Recyclingbetons liegt jedoch über jenem des Referenzbetons und muss daher bei der Gesamtbewertung berücksichtigt werden. Detaillierte Ergebnisse zu den Materialeigenschaften des entwickelten Betons sind dem Beitrag vom Amr Hassan et al. [6] zu entnehmen.

2.5 Rissvermeidung und numerische Untersuchungen

Zur Beurteilung der erhärtungsbedingten Zwangbeanspruchungen wurden umfangreiche Materialuntersuchungen zur Temperatur- und Festigkeitsentwicklung sowie dem Schwinden gemacht, auf deren Basis thermomechanische Simulationen nach einem Modell von Schlicke [7] durchgeführt wurden. Die Versuchsergebnisse dienen zur Kalibrierung der gekoppelten thermohygro-mechanischen Materialmodelle in der Simulation. Ergänzend wurden Zwangrahmenversuche zur experimentellen Bestimmung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte auf Bauteilebene mit dem Versuchsaufbau nach [8] durchgeführt, um das Simulationsmodell in seiner Gesamtheit zu validieren. Mit dem validierten Simulationsmodell wurde anschließend ein repräsentativer Ausschnitt der Prototypenwand nume-

risch untersucht. Die Berechnungen zeigten, dass die maßgebenden Zwangspannungen aus einer Kombination von Zwangnormalkräften und Biegezwängen infolge von Temperaturgradienten über die Wanddicke resultieren. Zur quantitativen Bewertung der Rissgefahr wurde aus den Modellrechnungen der sogenannte Makrorissindex ermittelt (Abbildung 7) [8].

Für ein wahrscheinliches Temperaturszenario wurden die in Abbildung 7 angeführte Frischbeton- und Umgebungsbedingungen zugrunde gelegt. Ferner wurde auf der sicheren Seite angenommen, dass in der Phase des Abfließens der Hydratationswärme noch ein ungünstiger Abfall der Umgebungstemperatur von 10 °C am Einbautag auf 5 °C im weiteren Verlauf auftreten könnte.

Die Auswertung des Makrorissindizes ergab, dass sich die maßgebende Zwangspannung aus einer Kombination von Zwangnormalkraft und Biegezwang über die Wanddicke zusammensetzt. Der Biegeanteil ergibt sich aus der Temperaturgradienten über die Bauteildicke, welche infolge der wärme-speichernden Wirkung des dahinterliegenden Erdkörpers entsteht. Diese Temperaturgradienten baut sich bei der vorliegenden Bauteildicke nach ca. 14 Tagen wieder ab. Für diese Pilotanwendung wurde letztendlich eine verlängerte Ausschalfrist von etwa 21 Tagen sowie eine Begrenzung der Frischbetontemperatur auf etwa 2 °C über der mittleren Umgebungstemperatur empfohlen, um erhärtungsbedingte Rissgefahr auch unter Einbeziehung der Unsicherheiten aus der Umgebungstemperatur und unvorhergesehenen Änderungen während der Ausführung zielsicher ausschließen zu können.

Im Zuge der Ausführung kam es zu Änderungen der Betonrezeptur (Erhöhung des Wasser- und Zementgehalts um 12%, Einsatz eines Verzögerers), um die Verarbeitung über den gesamten Einbauzeitraum sicherzustellen. Das führte zu höherer Temperaturentwicklung und höherem Schwinden des Ausführungsbetons gegenüber dem ursprünglichen Beton. Seitens der BOKU und TUG wurde ein Monitoring (Temperaturmessungen an mehreren Stellen in der Wand) durchgeführt, welche insgesamt gezeigt haben, dass die auf der Baustelle vorherrschenden Umgebungsbedingungen günstiger waren als jene, die in der Vorausberechnung angesetzt wurden. Durch das gegenläufige Zusammenwirken dieser Effekte konnte die Rissvermeidung sichergestellt werden

2.6 Prototypen-Wand Quellenstraße: Bauausführung

Zur Überprüfung der Labor- und Simulationsergebnisse wurde die entwickelte Betonrezeptur mit geringen Änderungen wie gerade beschrieben in der Prototypenwand umgesetzt.

Insgesamt wurden rund 60 m³ Recyclingbeton in am Rande Wiens gelegenen Transportbetonwerk Seibersdorf von der Fa. Wopfinger hergestellt, in 6 Fahrmischern sukzessive angeliefert und mittels Betonpumpe in das fünfte Untergeschoss (ca. 50m Pumpstrecke) über den Schacht in der Notausstiegstelle Quellenstraße eingebracht. Die Ausführung umfasste auch eine verlängerte Nachbehandlung (3-wöchige Ausschalfrist). Letztlich wurde der Beton erfolgreich eingebaut und es wurden keine Risse in der Wand festgestellt.

3 Erkenntnisse, Empfehlungen und Ausblick

Die Ergebnisse des Forschungsprojekts zeigen, dass Recyclingbeton mit CO₂-reduziertem Bindemittel grundsätzlich für die Herstellung von Tunnelinnenschalen mit zwangspannungsoptimierten Materialeigenschaften geeignet ist, auch wenn er in derzeit gültigen Regelwerken noch nicht vorgesehen ist. Die nach einem performancebasierten Konzept entwickelten Betonrezepturen erfüllen die Anforderungen an Verarbeitbarkeit, Festigkeit und Dauerhaftigkeit (insbesondere Wasserundurchlässigkeit) und bieten gleichzeitig das Potenzial, natürliche Res-

ourcen, Treibhausgasemissionen und den Betonstahlbedarf zu reduzieren.

Besonders vorteilhaft für zwangsbeanspruchte Bauteile erweist sich der geringere Elastizitätsmodul des entwickelten CO₂-armen Recyclingbetons. Ein günstiges Verhältnis von Zugfestigkeit zu Steifigkeit zeichnet sich ab, welches zu reduzierten Zwangsspannungen infolge behinderter Verformungen führt. Zusätzlich wirkt sich die verringerte Hydrationswärmeentwicklung des klinkerreduzierten Bindemittels positiv auf das Temperaturspannungsverhalten aus. Für zukünftige Entwicklungen erscheint darüber hinaus eine Optimierung des Schwindverhaltens durch eine Begrenzung des Wassergehalts oder Nachweise reduzierten Schwindens (besonders in der Ausführung), ein besonderes Augenmerk auf verlängerte Nachbehandlung sowie begrenztes Delta zwischen Frischbetontemperatur und Umgebungstemperatur in der Erhärtungsphase sinnvoll.

Die Untersuchungen zeigen zudem, dass die Verarbeitbarkeit von Recyclingbetonen durch geeignete Aufbereitung, Vorsättigung und Qualitätssicherung zuverlässig beherrscht werden kann. Es wurde ein Recyclinganteil bezogen auf die gesamte Gesteinskörnungsmenge von rund 25% erzielt. Es konnte zudem eine höhere Qualität erreicht werden als jene der bereits höchsten Qualitätsklasse RB-A1 nach ÖN B 3140. Mit entsprechender Qualitätskontrolle erscheint deshalb auch eine weitere Erhöhung der Recyclinganteile (> 50%) technisch realisierbar.

Für eine breitere Anwendung sind jedoch Anpassungen bestehender Regelwerke und Ausschreibungsstandards erforderlich. Insbesondere die ÖBV-Richtlinien für Innenschalen [3] und wasserundurchlässige Betonbauwerke [1,9] sollten zukünftig die Verwendung hochwertiger Recyclinggesteinskörnungen (RB-A1 etc.) und performancebasierter Bindemittel- bzw. Betonkonzepte ermöglichen.

Eine zentrale Herausforderung bleibt die Bereitstellung geeigneter Recyclinggesteinskörnungen in ausreichender Menge und konstanter Qualität über einen entsprechenden Bauzeitraum von mehreren Jahren (gleichmäßige Materialzusammensetzung, definierte Festigkeitseigenschaften, eine kontrollierte Porosität bzw. Wasseraufnahme).

Darüber hinaus zeigt das Projekt das große Potenzial geschlossener Materialkreisläufe im Infrastruk-

turbau. Insbesondere im innerstädtischen Tunnel- und U-Bahn-Bau entstehen durch den Rückbau temporärer Stahlbetonkonstruktionen, Schlitzwände oder Widerlager erhebliche Mengen hochwertiger mineralischer Baustoffe. Werden diese Stoffströme bereits in der Planungsphase berücksichtigt, können Materialkreisläufe innerhalb eines Infrastrukturprojekts oder über mehrere Bauvorhaben geschlossen werden. Voraussetzung hierfür ist jedoch eine frühzeitige Betrachtung der Frage, wann und wo Aushub- und Abbruchmaterial anfällt, wie und wo es gelagert oder zwischengelagert werden kann und zu welchem Zeitpunkt ein Wiedereinsatz möglich ist.

Ein möglicher Baustein für die Umsetzung solcher Kreislaufkonzepte ist die Einführung von Materialpässen und projektspezifischen Materialkonzepten. Durch die systematische Dokumentation von Herkunft, Qualität, Zusammensetzung und potenziellen Einsatzbereichen können zukünftige Verwertungsmöglichkeiten bereits während der Planung berücksichtigt werden. Gleichzeitig sollten Anforderungen an Recyclingfähigkeit, Materialqualität und Wiederverwertung stärker in Ausschreibungs- und Vergabeprozesse integriert werden. Nur durch das Zusammenwirken von Auftraggebern, Planern, ausführenden Unternehmen und Aufbereitern können geschlossene Materialkreisläufe technisch, wirtschaftlich und logistisch erfolgreich umgesetzt werden.

4 Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen des laufenden Branchenforschungsprojekts „GreenInfrastructures“, das von der österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG-Projektnr. 53279298) gefördert wird und von der österr. Bautechnikvereinigung ÖBV getragen. Die Autoren danken allen Projektpartnern, insbesondere den österreichischen Infrastrukturbetreibern Wiener Linien, ÖBB und ASFiNAG, der Fa. Wopfinger Transportbeton und den Kolleginnen und Kollegen der Universität für Bodenkultur Wien (Konsortialführung Prof. K. Bergmeister).

5 Literatur

- [1] ÖBV. *Richtlinie Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen*: Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV); 2018.
- [2] GVTB / Florian Gschösser. *GWP-Rechner*. Güteverband Transportbeton Österreich; 2023.
- [3] ÖBV. *Richtlinie Innenschalenbeton*: Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV); 2012.
- [4] Juhart J, Autischer M, Sakoparnig M, Krüger M. *The Realization of Clinker-Reduced, Performance-Based Sustainable Concrete by the Micro-Filler, Eco-Filler Concept*. Materials (Basel) 2021;14(17). <https://doi.org/10.3390/ma14174958>.
- [5] Mechtcherine V, Nerella VN, Kasten K. *Testing pumpability of concrete using Sliding Pipe Rheometer*. Construction and Building Materials 2014;53:312–23. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.037>.
- [6] Hassan AH, Autischer M, Seyrek Y, Juhart J. *CO₂-Reduced Recycled Aggregate Concrete for Re-restrained Tunnel Elements*. In: Schlicke D, Krüger M, Freytag B, Laggner TM, Juhart J, editors. 7. Grazer Betonkolloquium. Graz; 2026.
- [7] Schlicke D. *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton: Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie* [Dissertation]: TU Graz; 2014.
- [8] Schlicke D, Hofer K, Tue NV. *Adjustable Restraining Frames for Systematic Investigation of Cracking Risk and Crack Formation in Reinforced Concrete Under Restrained Conditions*. In: Serdar M, Gabrijel I, Schlicke D, Staquet S, Azenha M, editors. Advanced techniques for testing of cement-based materials. Cham: Springer; 2020, p. 211–239.
- [9] ÖBV. *Merkblatt analytisches Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert*: Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV); 2018.

Anatomie einer Metropole. Bauen mit Eisenbeton in Wien 1890 – 1914

Dipl.Arch. ETH SIA Dr. techn. Felix Siegrist
Forschungsbereich Hochbau und Entwerfen, TU Wien, Österreich

KURZFASSUNG:

Nach sieben Jahren Recherche eines interdisziplinären, von Otto Kapfinger geleiteten Teams erschien 2025 die Publikation „Anatomie einer Metropole. Bauen mit Eisenbeton in Wien 1890 – 1914“ – eine profunde Revision des geläufigen Bildes der Kultur und Architektur von „Wien um 1900“, die auf die Anfänge und die Entwicklung der neuen Bautechnologie und deren konstruktive Möglichkeiten fokussiert. Der Einsatz von eisenarmiertem Beton ermöglichte weitgespannte Räume mit hoher Traglast und machte innovative Mehrzweckbauten wie Wohn- und Geschäftshäuser mit loftartigen Werkstrakten, integrierten Theatern und Kinos möglich. Die maßgeblichen heimischen Firmen, Konstrukteure und Planer wirkten in der ganzen Monarchie, hatten Dutzende Filialen und hunderte Baustellen und waren publizistisch europaweit vernetzt. Auch in und um Graz und wären oder sind Spuren solcher konstruktiver Pionierbauten noch „zu entdecken“.

Bei seinem Vortrag berichtet Felix Siegrist über die Spezifika der Recherche und zeigt ausgewählte Beispiele der weit über die Metropole Wien hinauswirkenden Entwicklungen dieser neuartigen Technologie.

Kurzbio

Felix Siegrist, freischaffender Architekt und Bauforscher; Studium der Architektur an der ETH Zürich, Lehrtätigkeit am Forschungsbereich Hochbau und Entwerfen der TU Wien, Promotion über Robert Oerley; Projekte an der Schnittstelle zwischen Baukonstruktion, Technologie, Geschichte und Gesellschaft, zuletzt über die Pionierjahre des Eisenbetons in Wien, Ingenieurholzbau sowie laufende Forschungsarbeit zum Österreichischen Bauzentrum; seit 2019 Vorstandsmitglied der ÖGFA, Kuratierung der Architekturtage Wien, seit 2026 Referent am Landeskonservatorat für Wien.

Bewahren und Erneuern - Tragwerksplanung für das Jesuitenrefektorium

Kreativer Einsatz von Beton in all seinen Spielformen

Johann Wagner
IKK Group GmbH, Österreich

KURZFASSUNG:

Das Büro ABES Wagner & Partner ZT-GmbH (heute IKK Group GmbH) durfte die Tragwerksplanung für alle Leistungsphasen - vom Entwurf bis zur Ausführung – für dieses antizipierte Projekt ausführen. Ziel war es, das aus dem 16. Jahrhundert stammende Gebäude zu erhalten und statisch sowie technisch auf den neuesten Stand zu bringen.

Die größte Herausforderung bestand darin, den denkmalgeschützten Bestand vollständig zu bewahren. Ein Abbruch war ausgeschlossen, und Verstärkungen sollten außen unsichtbar bleiben, um die historische Wirkung nicht zu beeinträchtigen. Hinzu kam, dass keinerlei alte Pläne existierten. Deshalb waren umfassende Voruntersuchungen notwendig, darunter Festigkeitsprüfungen des Mauerwerks, Suchschlitze zur Ermittlung der Gründungstiefen und ein vollständiger 3D-Scan zur Erfassung der exakten Geometrie.

Sei dem noch nicht genug an Herausforderung, so hat ein Gewölbeeinsturz im Kellergeschoß zu Baubeginn die Aufgabenstellung schlagartig um einige Facetten komplizierter gemacht. In Zusammenarbeit mit dem gesamten Planungsteam und der ausführenden Baufirma konnten mit viel planerischer Kreativität und der notwendigen Sensibilität in der Umsetzung alle Probleme sehr erfolgreich gelöst werden.

1 Einleitung

Lange Zeit war das über 400 Jahre alte Jesuitenrefektorium am Rosenhain in Graz als denkmalgeschützte Ruine dem Verfall ausgesetzt. Nach einer umfangreichen Wiedererrichtung ist es seit Oktober 2025 neue Wirkungsstätte der Universität Graz.

Eingebettet zwischen Bäumen mitten auf einer Waldlichtung erzählten noch bis vor einigen Jahren mächtige, von Pflanzen überwucherte Mauersteinwände von Beständigkeit und Verfall. Wind und Wetter zogen durch die Fragmente des ehemaligen Jesuitenrefektoriums. Mitte des 17. Jahrhunderts als Sommerrefugium der Ordensgemeinschaft mit Blick über Graz errichtet und seit 1928 in städtischem Besitz, war das Gebäude nach einem Brand in den 1980er Jahren von zunehmendem Verfall gekennzeichnet – fragmentarisch, still, verlassen und

doch präsent. Allein die schützende Hand des österreichischen Bundesdenkmalamts sicherte den Fortbestand der denkmalgeschützten Gebäudereste



Abbildung 1 Im Bau – 1.OG [2]

Im Oktober 2025 wurde das Gebäude nach zehnjähriger Projektphase und zwei Jahren Bauzeit schließlich feierlich eingeweiht. Das neue Institut für Bewegungswissenschaften, Sport und Gesundheit der Universität Graz erhält mit dem Refektorium nicht nur ein funktional hochwertiges Gebäude für Lehre und Forschung. Das Ergebnis zeigt auch, wie sich Denkmalschutz und zeitgemäße Architektur erfolgreich kombinieren lassen – und wie aus einer tot geglaubten Ruine ein Ort werden kann, der Geschichte bewahrt und Zukunft gestaltet.

1.1 Besondere Herausforderungen

Die größte Herausforderung bestand darin, den denkmalgeschützten Bestand vollständig zu bewahren. Ein Abbruch war ausgeschlossen, und Verstärkungen sollten außen unsichtbar bleiben, um die historische Wirkung nicht zu beeinträchtigen. Hinzu kam, dass keinerlei alte Pläne existierten. Deshalb waren umfassende Voruntersuchungen notwendig, darunter Festigkeitsprüfungen des Mauerwerks, Suchschlitze zur Ermittlung der Gründungstiefen und ein vollständiger 3D-Scan zur Erfassung der exakten Geometrie.



Abbildung 2 Zustand der Ruine vor Beginn der Arbeiten [8]

Der Zustand des Gebäudes vom Ziegelmauerwerk mit nicht mehr tragfähigem Mörtel bis zur Gründung des Gebäudes war absolut nicht mehr zeitgemäß und eigentlich dem Verfall gewidmet. Auch die sehr feuchten Bodenverhältnisse (Quelle im Keller) in Kombination mit bindigem Boden und sehr viel Niederschlag in jener Zeit, waren zusätzliche unberechenbare Aspekte, die schlussendlich sehr viel Aufmerksamkeit bedurften.



Abbildung 3 Fertiges Bauwerk [12]

2 Gewölbeeinsturz

Sei dem noch nicht genug an Herausforderung, so hat ein Gewölbeeinsturz im Kellergeschoß zu Beginn die Aufgabenstellung schlagartig um einige Facetten komplizierter gemacht.



Abbildung 4 Gewölbeeinsturz [13]

Ein Grundbruch, bei den gerade gestarteten Unterfangungsmaßnahmen, einer der Mittelpfeiler des Kreuzgewölbes führte zu einem Gewölbeeinbruch. Schlagartig musste nun ein Problem mehr gelöst werden. Um die Situation hinsichtlich Standsicherheit des Gebäudes in den Griff zu bekommen und einen Überblick der vorhandenen Verformungen zu erhalten wurde der gesamte Keller erneut gescannt und mit der Erstvermessung abgeglichen.

Die Vermessung hat gut gezeigt welches Verformungsmuster stattgefunden hat und welche Bereiche noch stark gefährdet waren.

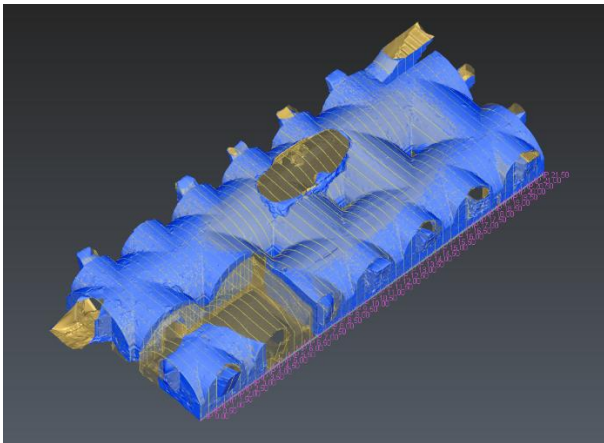


Abbildung 5 Überlagerung der 3D Vermessung (Nullvermessung und Einsturzsituation) [13]

Leider konnte auf Grund von bis zu 15cm Setzung und der labilen und sehr instabilen Gewölbedecke das gesamte Gewölbe im Kellerbereich nicht mehr gerettet werden. Schlussendlich wurde das Gewölbe abgerissen.

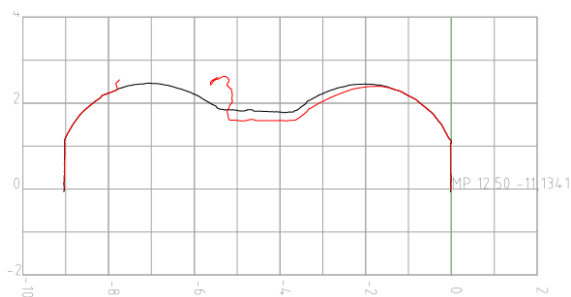


Abbildung 6 Schnitt durch das Gewölbe (Nullmessung und Einsturzsituation) [13]

Aber auch dieser Arbeitsschritt war nicht sehr einfach zu bewerkstelligen, da die Arbeitssicherheit auch gegeben sein musste. Hier hat sich die ausführende Baufirma mit einem ferngesteuerten Bagger, der im Gefahrenbereich ohne Gefährdung eines Menschen arbeiten konnte, beholfen.

In Zusammenarbeit mit der ausführenden Baufirma konnte mit viel planerischer Kreativität und der notwendigen Sensibilität in der Umsetzung auch dieses Problem sehr erfolgreich gelöst werden. Um die Unterstellung des Gewölbes durchzuführen, wurde ein hochsensibles Erschütterungsmessgerät installiert und mit einem Alarmgeber versehen. Somit konnte sichergestellt werden, dass der Gefahrenbereich rechtzeitig verlassen werden konnte.



Abbildung 7 Sicherungsunterstellung des Gewölbes [13]

3 Sicherung des Bestands

3.1 Sicherung des Bestandes

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich aus der starken Schiefstellung von bis zu 8cm der nördlichen Außenwand und dem labilen Mauerwerk sowie das unerwartete Wegfallen der aussteifenden Gewölbedecke im Kellergeschoß. Die nun sehr hohen, freistehenden Wände erforderten eine sorgfältige Sicherung während der Bauarbeiten. Hierfür wurde im Inneren eine aussteifende Stahlkonstruktion mit Zugankern eingebaut, die auch die verbleibenden historischen Gewölbe stabilisierte. Diese temporären Sicherungen wurden nach Baufortschritt schrittweise zurückgebaut und ermöglichten so eine gefahrlose Bearbeitung der Fundamente und Wände.

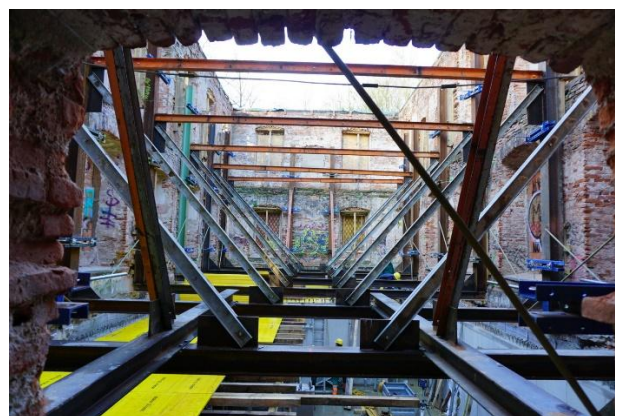


Abbildung 8 Stützkonstruktion [13]

3.2 Monitoring

Um die Kosten und den Aufwand im Rahmen zu halten wurde ergänzend zur baulichen Sicherung ein Monitoring installiert. Dabei wurden 30 Messpunkte auf zwei Horizonte rund um das Gebäude fix angebracht, mindestens zweimal wöchentlich vermessen und dokumentiert. Dabei konnte sehr gut dokumentiert werden, wie sich das Gebäude über die Bauzeit hinweg verformt und welchen Einfluss einzelne Baumaßnahmen aber auch Witterungsergebnisse hatten.

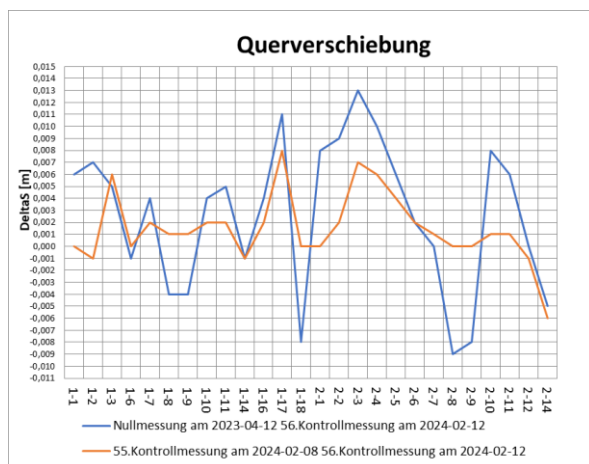


Abbildung 9 Auszug aus 55. Kontrollvermessung [3]

In der blauen Kurve ist Differenzverschiebung quer zum Mauerwerk über die gesamte Messperiode dargestellt. In der roten Kurve sind die Differenzverschiebungen quer zum Mauerwerk zur letzten Messung dargestellt. In dieser Grafik ist ein Maximalwert von 1,3cm für den Punkt 2-3 über einen Zeitraum von ca. 11 Monaten dokumentiert.

4 Statisches Konzept

4.1 Innovatives statisches Konzept

Ein zentrales Ziel war es, Verstärkungsmaßnahmen im Außenbild vollständig zu verbergen. Dafür wurde ein internes Tragwerksskelett entwickelt, das alle zusätzlichen Lasten aus Umbau und Aufstockung aufnimmt, ohne die historische Bausubstanz unnötig zu beeinträchtigen. Im unterkellerten Bereich wurde ein neuer Keller zwischen den Außenwänden eingesetzt, auf dem das darüberliegende Skelett aufgesetzt wurde. Dieser Keller wurde als weiße Wanne ausgeführt.

Beim nördlichen Zubau kam Isolationsbeton zum Einsatz, der Tragstruktur, fertige Oberfläche und

alle bauphysikalischen Anforderungen in einem Bauteil vereint. Das neue zweigeschossige Dachgeschoss mit großen, horizontal gegliederten Gaupen wurde durch eine Konstruktion aus vertikalen Holzrahmen und horizontalen Sparren umgesetzt, die eine großzügige Fensterfläche ermöglichte.

4.2 Unterfangungen

Die Bodenverhältnisse stellten eine weitere Herausforderung dar: Bindiger, wenig tragfähiger Boden machte eine sorgfältige Gründungssanierung notwendig. Alle Fundamente des Bestandsgebäudes wurden abschnittsweise im sogenannten Pilgerschrittverfahren unterfangen. Dabei wurden massive Betonkörper bis auf tragfähigen Boden eingezogen, um eine dauerhafte und sichere Lastabtragung zu gewährleisten – ohne die historische Substanz zu gefährden. Die Unterfangungen waren in einzelnen Abschnitten bis zu 5m tief und mussten somit auch in bis zu drei Abschnitten in der Höhenglage hergestellt werden.

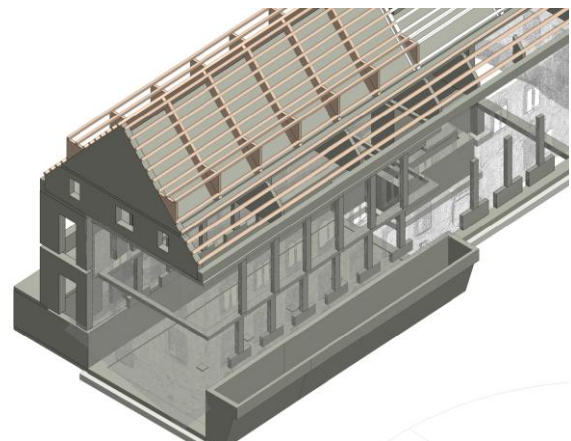


Abbildung 10 3-D Modell - Neubau (Innenskelett mit DG und Zubau) [13]

4.3 Innenskelett und Fertigteile

Auf Grund des schlechten Zustandes des Mauerwerkes und dem neuen Raumkonzept mit großen Seminarräumen und somit großen Spannweiten, war es erforderlich sämtliche Lasten über ein neu konzipiertes Innenskelett in die neue Fundierung abzuleiten. Das Innenskelett wurde aus Ortbetonstützen und -träger im gesamten Bestandsgebäude eingebaut. Die Träger fungierten einerseits als Auflager für die Hohldielendecken im Bereich der großen Räumlichkeiten und andererseits als Rost und

Schließe um die Stabilität des Gebäudes zu gewährleisten. Theoretisch konnte somit sichergestellt werden, dass der Bestand keine nennenswerte Mehrbelastung zufolge der Aufstockung erhält. Der Einbau



Abbildung 11 Stahlbeton-Lisenen (Innenskelett) [5]

des Skelettes im östlichen Teil erforderte ein mehrmaliges Durchdringen der bestehenden Gewölbe mit den neuen statisch wirksamen Stützen. Das verlangte einen behutsamen Umgang mit dem Gewölbe, um nicht das Gefüge des Gewölbes zu zerstören.

Ebenso der Einbau eines Liftes, der vom Untergeschoß bis in das Dachgeschoss führt, hatte seine Tücken. Es begann schon mit der Liftgrube, die Unterfangungen des Bestandes mit bis zu 5m Tiefe erforderten. Der Liftschacht musste in mehreren Abschnitten mitten im Gebäude, schwer zugänglich, abgegraben, unterfangen und gesichert werden.

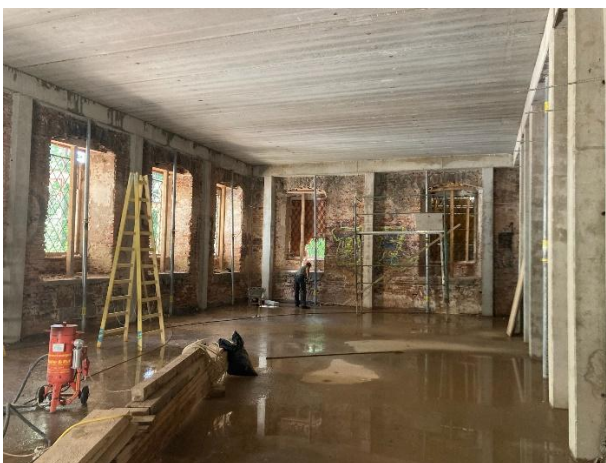


Abbildung 12 Innenskelett mit Hohldielendecke [5]

Als nächste Herausforderung beim Lift musste zwischen Erdgeschoß und Obergeschoß ein altes

Kreuzgewölbe durchgebrochen werden. Diese Maßnahmen wurden im Vorfeld so gut als möglich geplant, aber war es auch unumgänglich auf Grund neuer Erkenntnisse zufolge des Baufortschrittes, vor Ort ingenieurtechnische Entscheidungen zu treffen.

Im Allgemeinen war bei diesem Projekt die Baubegleitung durch vor Ort Präsenz der Tragwerksplanung gemeinsam mit der ÖBA eine sehr wesentliche und vor allem notwendige Maßnahme. Gerade bei solchen gravierenden Maßnahmen, ist die Baubegleitung und Erfahrung sämtlicher Beteiligten ein sehr wesentlicher Faktor für das Gelingen des Projektes.

Neben den Hohlblechen wurden auch Vollfertigteile, mit fertiger Oberfläche, für sämtliche Stiegenläufe und Stiegenpodeste eingesetzt.



Abbildung 13 Einheben der FT-Podestplatte auf Sylomer [5]

4.4 Leichtbeton

Für die Nachbildung des nördlichen Ergänzungsbaus war Liapor-Leichtbeton das Material erster Wahl. Es passte in Mauerstärke und Materialqualität ideal zum historischen Bestand. Somit wird Ton als Grundwerkstoff neu und zeitgemäß eingesetzt. Mit bis zu 60cm starken, homogenen Leichtbetonwänden wurden so frühere Arkaden und Giebelwände behutsam nachgebildet. Das historische Mauerwerk blieb weitgehend unverputzt: bestehende Putzreste wurden gesichert, lose Oberflächen innen wie außen mit einer dünnen sandsteinfarbenen Dichtschlemme farblich homogenisiert.



Abbildung 14 Baufortschritt [1], [2]

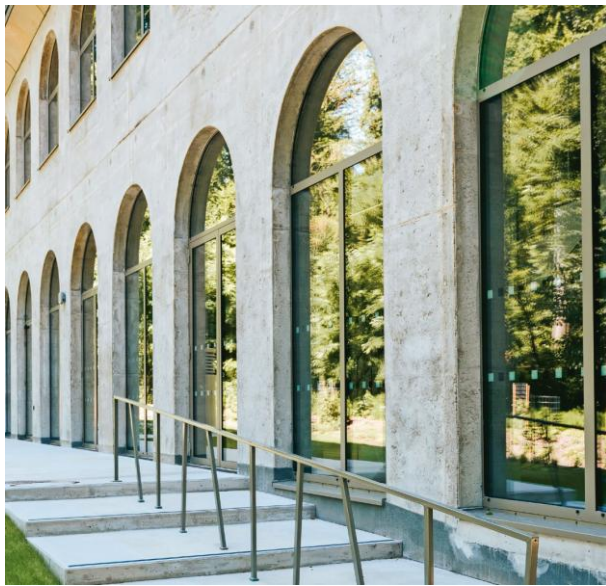


Abbildung 15 Fassadenansicht Leichtbeton [5]

Ausschlaggebend für den Einsatz von Liapor-Leichtbeton waren neben der Optik auch seine bauphysikalischen Eigenschaften. Liapor-Leichtbeton vereint geringes Gewicht bei gleichzeitig hoher Festigkeit, brandschutzkonformer Nichtbrennbarkeit und wärmedämmender Wirkung – gerade fürs Bauen im Bestand sind das entscheidende Pluspunkte. Leichtbeton garantiert auch als rein mineralischer Baustoff eine lange Lebensdauer. Insgesamt kamen rund 250 Kubikmeter Liapor-Leichtbeton auf 650 Quadratmetern Außenwandfläche zum Einsatz. Für die komplexen Formen des Anbaus, der an die ursprünglichen Arkaden erinnert, wurde eine spezielle Schalung hergestellt. Eine Musterwand diente zur Abstimmung der Optik vor Ort. Der Einbau des Leichtbetons erfolgte per Kran und Krankübel mit Schüttrohr. Eine besondere Herausforderung bei der Herstellung des Leichtbetons ist, die richtige Zusammensetzung und die qualitative Kontinuität sicherzustellen, eine intensive

Begleitung und Betreuung vor Ort und die enge und sehr gute Zusammenarbeit mit allen Beteiligten waren Grundvoraussetzung für einen reibungslosen Ablauf.

4.5 Dachgeschoß

Das Dachgeschoß besteht aus zwei Ebenen wobei das untere Dachgeschoß aus Stahlbeton und das obere Dachgeschoß aus Holz geplant ist. Ziel war es, ein statisches System für die Dachgeschoße zu finden, die es ermöglicht, die beiden Guben-Reihen ohne störende Sparren im Fensterbereich auszuarbeiten. Daher wurde in der ersten Ebene mit Hilfe von Stahlbetonscheiben, die über die gesamte Gebäudebreite spannen, die tragende Basis gelegt und mit Holzsparren, nun aber horizontal verlegt, die Dachfläche geschlossen. Im oberen Dachgeschoß wurde diese Idee weiter aufgegriffen und mit Holzrahmen und Quersparren der Wunsch des Architektenteams einer freien Sichtfläche voll entsprochen.



Abbildung 14 Dachkonstruktion – Hauptrahmen und Gaupe [5]

5 Zusammenfassung

Mit Augenmaß und Respekt vor dem Bestand wurde hier moderne Ingenieurskunst eingesetzt, um ein jahrhundertealtes Gebäude nicht nur zu erhalten, sondern für zeitgemäße Nutzung zu erschließen. So vereint das Projekt traditionelles Gewölbe und historisches Mauerwerk mit moderner Bauweise, Isolationsbeton und Betonfertigteilen – ein Beispiel für gelungenes Weiterbauen im Denkmal.

6 Literatur und Fotos

Einzelne Textpassagen, Fotos, Abbildungen oder Informationen können aus den nachfolgend angeführten Quellen stammen.

- [1] GBG Gebäude- und Baumanagement Graz GmbH: Festschrift JESUITENREFEKTORIUM Revitalisierung 2020-2025, Stefan Falk
- [2] Bauunternehmung GRANIT GmbH, Marion Gabernig
- [3] Vermessung Huber
- [4] Architekturbüro Leb Idriss
- [5] Karin Lernbeiß / Lupi Spuma

- [6] Liapor
- [7] Raimund Baumgartner GmbH
- [8] Denkmal Consulting GmbH, Markus Zechner
- [9] eep-architekten ZT GmbH, Bernd Priesching
- [10] Baukkoord Dipl.-Ing. Dieter Eigner GmbH; Robert Eder
- [11] Archnet Bau- und Bodendenkmalpflege GmbH, Dimitrios Boulasikis
- [12] IKK Group GmbH



Abbildung 15 Baufortschritt – 1. Dachgeschoß mit Stahlbetonscheiben und Sargdeckel [2]

CO₂- und Recycling-Klassen für Beton, die einfache Möglichkeit nachhaltigen Beton auszuschreiben

Christoph Ressler
Güteverband Transportbeton, Österreich

KURZFASSUNG:

Das Ziel der Nachhaltigkeit fordert von uns verantwortungsvolles Handeln. Alle sind gefordert einen Beitrag zu leisten. Das betrifft die Gesellschaft genauso wie die Wirtschaft. Für den Bau- und den Gebäudebereich sind vor allem die Ziele der Dekarbonisierung und der Schonung von natürlichen Ressourcen durch eine Forcierung der Kreislaufwirtschaft von Bedeutung. Dem Baustoff Beton, der bei der Schaffung von Infrastruktur und der Errichtung von Gebäuden unverzichtbar ist, kommt hier eine wesentliche Rolle zu. Seit vielen Jahren verfolgt die Betonbranche, in enger Zusammenarbeit mit der Zementbranche, das Ziel der Dekarbonisierung. Klinkerreduzierte Bindemittel und der Nachweis der gleichwertigen Leistungsfähigkeit durch Performanceprüfungen sind nur zwei Beispiele dafür. Auch im Bereich der Kreislaufwirtschaft gelten in Österreich seit vielen Jahren Regeln für die Verwendung von rezyklierten Gesteinskörnungen bei der Herstellung von Beton, die deutlich über die der europäischen Rahmennorm hinausgehen. Um für Ausschreibungen praxistaugliche Werkzeuge anzubieten, wurden bei der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) zwei neue Merkblätter geschaffen, „CO₂-Klassen für Beton“ [1] und „Recycling-Klassen für Beton“ [2], welche eine einfache Möglichkeit bieten „nachhaltigen Beton“ auszuschreiben.

1 Einleitung

Für die Ausschreibung von CO₂-reduziertem Beton (vereinfachter Begriff, um eine Reduktion des Treibhauspotentials auszudrücken) bzw. von Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen gab es in Österreich bisher keine praxistaugliche Lösung. Weder die Betonnorm ÖNORM B 4710-1 [3], noch die aktuelle Bemessungsnorm für Stahl- und Spannbeton, die ÖNORM EN 1992-1-1 [4] in Kombination mit der ÖNORM B 1992-1-1 [5] und auch nicht die zukünftige Bemessungsnorm ÖNORM EN 1992-1-1 [6], bieten dafür entsprechende Betonsortenbezeichnungen an. Die Ausschreibenden mussten deshalb bisher auf selbst kreierte Formulierungen zurückgreifen, um entweder CO₂-reduzierten Beton oder Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen auszuschreiben. Dabei ist es häufig zu missverständlichen Formulierungen oder zu Anforderungen gekommen, die aufgrund der gültigen Normen nicht zulässig wären.

Es bestand daher Handlungsbedarf praxistaugliche Formulierungen festzulegen und dafür wurden die beiden neuen ÖBV-Merkblätter „CO₂-Klassen für Beton“ [1] und „Recycling-Klassen für Beton“ [2] erstellt.

2 CO₂-Klassen für Beton

2.1 Rahmenbedingungen

In einigen Ländern Europas werden seit einigen Jahren Festlegungen für CO₂-Klassen für Beton angeboten. Der Begriff „CO₂-Klasse“ ist dabei als ein vereinfachter Begriff zu verstehen, der für die Kenngröße des Global Warming Potentials (GWP-gesamt) gemäß ÖNORM EN 15804 [7] steht. Die Einheit dieses GWP-gesamt bei Beton ist „kg CO₂-Äq/m³“ und entspricht damit dem Treibhauspotential je Kubikmeter Beton.

Die Festlegungen der CO₂-Klassen unterscheiden sich in diesen Ländern in den Bezeichnungen der Klassen, in den Festlegungen für die Referenzwerte (Ausgangswerte), in den Klasseneinteilungen und

auch in der Abstufung der einzelnen Klassen. Wie bereits erwähnt enthält die in Österreich aktuell gültige Betonnorm ÖNORM B 4710-1 [3] und auch die für diese Betonnorm relevante europäische Basisnorm ÖNORM EN 206 [8], bisher keine Festlegungen zum Thema GWP-gesamt und auch keine CO₂-Klassen.

Mit der neuen ÖNORM EN 206-1 [9] wird dem Erfordernis nach einer Klassifizierung von Beton nach GWP-gesamt-Werten Rechnung getragen und erstmals „CO₂-Klassen“ für Beton berücksichtigt. Damit wird erstmals ein länderübergreifendes System für CO₂-Klassen für Beton festgelegt.

Für die Berechnung des GWP-gesamt wurden auf europäischer Ebene einheitliche Regeln erstellt und in der ÖNORM EN 15804 [7] veröffentlicht. Die ÖNORM EN 15804 [7] definiert neben dem GWP-gesamt viele weitere Umweltindikatoren. Bei der Festlegung der CO₂-Klassen für Beton wird aber ausschließlich der Indikator GWP-gesamt (Modul A1 - A3) herangezogen.

Bei der Berechnung des GWP-gesamt ist zusätzlich zur ÖNORM EN 15804 [7] auch die ÖNORM EN 16757 [10] zu berücksichtigen. Diese unter dem Begriff „PKR für Beton“ (Produktkategorieregeln für Beton) bekannte Norm enthält spezielle Rechenregeln für den Baustoff Beton bei der Berechnung von Umweltindikatoren gemäß ÖNORM EN 15804 [7].

2.2 Festlegung der CO₂-Klassen

2.2.1 Allgemeines

Bei der Festlegung der CO₂-Klassen wurde im neuen ÖBV-Merkblatt nach den Vorgaben der ÖNORM EN 206-1 [9] vorgegangen, die teilweise normativ und teilweise informativ vorgesehen sind. Die normativen Festlegungen umfassen die Klassenbezeichnungen mit GW_{R0} bis GW_{R9} (GW_R für global warming reduction), die Klasseneinteilung mit einer Reduktion des GWP-gesamt in 10 %-Schritten, die Normen für die Berechnung des GWP-gesamt (ÖNORM EN 15804 [7], ÖNORM EN 16757 [10]) und die Vorgaben für die Berechnung der jeweiligen Referenzwerte (Ausgangswerte für die Reduktion) auf Basis von „CEM I ohne Zusatzstoffe“.

Die informativen Empfehlungen geben eine Anleitung, wie Referenzbetone für die Berechnung von Referenzwerten festgelegt werden sollten. Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Betonsorten

empfiehlt die ÖNORM EN 206-1 [9] Betonsorten zumindest nach deren Druckfestigkeitsklasse zusammenzufassen und dafür jeweils einen Referenzbeton zu definieren. Diese Referenzbetone sollten für die Druckfestigkeitsklasse repräsentativ sein und einem „durchschnittlichen“ Beton nach nationaler Norm entsprechen. Die Berechnung der Referenzwerte, die die Ausgangswerte für die CO₂-Klassen bilden, von welchen aus die Reduktionen berechnet werden, erfolgt auf Basis der jeweiligen Referenzbetone je Druckfestigkeitsklasse.

Die Berechnung des GWP-gesamt für die Klassenzuordnung von einzelnen Betonsorten erfolgt auf Basis des tatsächlichen Betonrezeptes ebenfalls als Summe der Module A1 - A3 gemäß ÖNORM EN 15804 [7] mit der Einheit „kg CO₂-Äq/ m³“.

2.2.2 Festlegung der Referenzwerte

Zur Festlegung der Referenzwerte wurde vom Güterverband Transportbeton (GVTB) eine umfassende und für Österreich repräsentative Datensammlung von rund 500 Betonrezepturen zusammengestellt. Die dabei erfassten Betonrezepte repräsentieren die zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Merkblattes „marktüblichen“ Betonrezepte aus den Bereichen Transportbeton und Betonfertigteile, welche den Vorgaben der ÖNORM B 4710-1 [3] entsprechen. Die gesammelten Betonrezepte umfassten für den Bereich Transportbeton die Druckfestigkeitsklassen C16/20 bis C50/60, die Standardkonsistenzklasse F52 und Größtkörner GK16 sowie GK22. Zusätzlich wurden X0-Betone bis zur Druckfestigkeitsklasse C12/15 erfasst. Bei den Betonfertigteile-Rezepten für konstruktive Bauteile wurden Druckfestigkeitsklassen C30/37 bis C50/60 mit branchenüblichen Konsistenzklassen und Größtkörnern berücksichtigt.

Die Rezepte wurden entsprechend den unterschiedlichen Druckfestigkeitsklassen sortiert und getrennt nach Transportbeton-Rezepten und Betonfertigteile-Rezepten ausgewertet. Dabei wurden „Durchschnittsrezepte“ ermittelt und das „Gesamtbindemittel“, das aus unterschiedlichen Zementen und ggf. in Kombination mit einem AHWZ bestand, zur Berechnung der Referenzwerte durch einen CEM I massegleich ersetzt, so wie es die ÖNORM EN 206-1 [9] für die Ermittlung der nationalen „GWP-gesamt Referenzwerte“ vorsieht.

Die Berechnung der Ergebnisse erfolgte mit dem GVTB GWP-Rechner V1.0. Der Rechner ist ein verifiziertes Online-Tool auf Excel-Basis, das die Vorgaben der ÖNORM EN 15804 [7] und der ÖNORM EN 16757 [10] erfüllt und damit auch die Vorgaben für die Berechnung der Referenzwerte gemäß der ÖNORM EN 206-1 [9].

Bei den erforderlichen Transportstrecken der Ausgangsstoffe für die Berechnung des Moduls A2 gemäß ÖNORM EN 15804 [7] wurden durchschnittliche Transportstrecken und produktübliche Transportmittel angesetzt.

Die Produktionsaufwände im Werk (Modul A3) spielen beim GWP-gesamt vor allem im Vergleich zur Herstellung der Rohstoffe (Modul A1) eine untergeordnete Rolle (im Durchschnitt ca. 1 % des GWP-gesamt Ergebnisses für die Module A1 - A3). Deshalb wurde bei der Berechnung der Produktionsaufwände im Betonwerk (Modul A3) ein Fixwert von 1,56 kg CO₂-Äq/m³ berücksichtigt.

2.2.3 Referenzwerte und CO₂-Klassen

Die Referenzwerte wurden entsprechend den Angaben gemäß Kapitel 2.2.2 berechnet und sind in der Tabelle 1 angeführt.

Die Ermittlung der Referenzwerte ist in einem Hintergrundbericht [11], der gemeinsam von der Universität Innsbruck und dem Güteverband Transportbeton erstellt wurde, dokumentiert.

Die CO₂-Klassen werden gemäß ÖNORM EN 206-1 [9] mit „GW_{R0} bis GW_{R9}“ bezeichnet und stehen in Verbindung mit einer Druckfestigkeitsklasse bzw. mit der Expositionsklasse X0.

2.2.4 Einordnung von Betonsorten nach CO₂-Klassen

Das GWP-gesamt für die Einordnung von Betonsorten nach CO₂-Klassen muss nach den Vorgaben der ÖNORM EN 15804 [7] und der ÖNORM EN 16757 [10] berechnet werden. Für die Berechnung des GWP-gesamt ist das tatsächliche Betonrezept mit den entsprechenden Transporten und Transportstrecken heranzuziehen. Für die Bewertung der Produktion im Betonwerk (Modul A3) können spezifische Daten aus dem betrachteten Werk bzw. aufgrund des untergeordneten Einflusses des Herstellungsprozesses Durchschnittswerte (siehe Kapitel 2.2.2) herangezogen werden.

Die Werte sind als Summe der Module A1 - A3 des GWP-gesamt mit der Einheit „kg CO₂-Äq/m³“ Beton zu berechnen. Das Ergebnis ist kaufmännisch auf ganze Zahlen zu runden.

Mit dem Ergebnis dieser Berechnung und mit der entsprechenden Druckfestigkeitsklasse bzw. mit X0 kann eine Klassifizierung der Betone in CO₂-Klassen gemäß Tabelle 1 vorgenommen werden.

Für die Einstufung der CO₂-Klasse zählt ausschließlich die deklarierte Druckfestigkeitsklasse, außer bei X0. Betone mit der Expositionsklasse X0 können den CO₂-Klassen bis zu einer Druckfestigkeitsklasse C12/15 gemäß der Spalte „X0“ zugeordnet werden.

Betone mit höherem GWP-gesamt als dem jeweiligen Referenzwert können keiner CO₂-Klasse zugeordnet werden.

Eine CO₂-Klasse ist bei Bedarf im Rahmen der Eignungsprüfung festzulegen und ergänzend bei der

Tabelle 1 Zulässiges GWP-gesamt [kg CO₂-Äq/m³] für die Zuordnung zu den jeweiligen CO₂-Klassen (GW_{R0} bis GW_{R9}) gemäß Tabelle 4-1 des ÖBV-Merkblattes „CO₂-Klassen für Beton“ [1]

CO ₂ -Klassen		Druckfestigkeitsklasse							
		X0	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C50/60
		Referenzwert (GWP-gesamt Wert)							
		100	180	209	237	250	275	294	314
	Reduktion								
GW_{R0}	≥ 0 %	91 - 100	163 - 180	189 - 209	214 - 237	226 - 250	249 - 275	265 - 294	284 - 314
GW_{R1}	≥ 10 %	81 - 90	145 - 162	168 - 188	190 - 213	201 - 225	221 - 248	236 - 264	252 - 283
GW_{R2}	≥ 20 %	71 - 80	127 - 144	147 - 167	167 - 189	176 - 200	194 - 220	207 - 235	221 - 251
GW_{R3}	≥ 30 %	61 - 70	109 - 126	126 - 146	143 - 166	151 - 175	166 - 193	177 - 206	190 - 220
GW_{R4}	≥ 40 %	51 - 60	91 - 108	105 - 125	119 - 142	126 - 150	139 - 165	148 - 176	158 - 189
GW_{R5}	≥ 50 %	41 - 50	73 - 90	84 - 104	96 - 118	101 - 125	111 - 138	118 - 147	127 - 157
GW_{R6}	≥ 60 %	31 - 40	55 - 72	64 - 83	72 - 95	76 - 100	84 - 110	89 - 117	95 - 126
GW_{R7}	≥ 70 %	21 - 30	37 - 54	43 - 63	48 - 71	51 - 75	56 - 83	60 - 88	64 - 94
GW_{R8}	≥ 80 %	11 - 20	19 - 36	22 - 42	25 - 47	26 - 50	29 - 55	30 - 59	32 - 63
GW_{R9}	≥ 90 %	0 - 10	0 - 18	0 - 21	0 - 24	0 - 25	0 - 28	0 - 29	0 - 31

Betonsortenbezeichnung anzuführen (siehe Kapitel 2.4).

2.3 Verfügbarkeit der CO₂-Klassen

Die in der Tabelle 1 angeführten CO₂-Klassen können für alle Betonsorten mit den deklarierten Druckfestigkeitsklassen C16/20 bis C50/60 bzw. für X0 zugeordnet und ausgewiesen werden. Die Klassen ermöglichen eine Dekarbonisierung (GW_R9), was in der Praxis derzeit mit üblichen Betonrezepten und ohne weitere bilanzielle Dekarbonisierung nicht erreichbar ist. Die Tabelle 1 sieht nur eine Unterscheidung der Betonsorten in unterschiedlichen Druckfestigkeitsklassen und in X0 vor. Aufgrund der für die jeweilige Umweltklasse (Expositionsklasse bzw. Betonkurzbezeichnung) vorgesehenen Betonzusammensetzung gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] kann die jeweils erreichbare CO₂-Klassen bei unterschiedlichen Betonsorten trotz derselben Druckfestigkeitsklasse sehr stark voneinander abweichen.

Um eine sinnvolle Anwendung der CO₂-Klassen zu gewährleisten und den Bauherren, Planern und Ausschreibenden eine Orientierung zu bieten, sind im ÖBV-Merkblatt „CO₂-Klassen für Beton“ [1] drei Tabellen angeführt, welche die aktuelle Verfügbarkeit der CO₂-Klassen für die Anwendungsgebiete Hochbau, Tiefbau und ausgewählte Betonstandards nach ÖBV-Richtlinien darstellen. Dabei wird über eine farbige Darstellung angezeigt, welche CO₂-Klassen „weitgehend verfügbar“ sind (grün), „eingeschränkt verfügbar“ sind (gelb) und „in der Regel nicht verfügbar“ sind (rot). Diese Tabellen weisen den Status Quo der Jahre 2023 bzw. 2024 aus. Die Dekarbonisierung der Ausgangsstoffe von Beton, vor allem von Zement, ist ein stetiger Prozess, der regional unterschiedlich schnell voranschreitet. Es ist daher seitens der ÖBV geplant diese Tabellen der Verfügbarkeit der CO₂-Klassen von Zeit zu Zeit dem aktuellen Stand anzupassen und damit den Fortschritt der Dekarbonisierung abzubilden.

2.3.1 Betone gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] im Hochbau

In der Tabelle 5-1 des ÖBV-Merkblattes „CO₂-Klassen für Beton“ [1] wird die Verfügbarkeit von Betonen gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] im Hochbau mit den unterschiedlichen Farben gemäß Kapitel 2.3 (grün, gelb, rot) dargestellt. Je nach Druckfestigkeitsklasse und Betonsorte sind die Betone bis zur

CO₂-Klasse GW_R3 „weitgehend verfügbar“. Eine „eingeschränkte Verfügbarkeit“ weisen die Betone bis zur CO₂-Klasse GW_R4 auf, einzelne bis GW_R5. Darüber hinausgehende CO₂-Klassen sind im Bereich Hochbau nach Angabe der Tabelle 5-1 des ÖBV-Merkblattes „CO₂-Klassen für Beton“ [1] in der Regel derzeit nicht erreichbar.

2.3.2 Betone gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] im Tiefbau

Bei Anwendungen im Tiefbau sind die Anforderungen an die Betone meist höher als im Hochbau (z.B. bei Frost- und Taumittleinwirkung und hoher Wassersättigung). Daher ergeben sich bei diesen Betonen, aufgrund der gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] geforderten Betonzusammensetzung, meist auch höhere indikative Druckfestigkeitsklassen.

Die Tabelle 5-2 des ÖBV-Merkblattes „CO₂-Klassen für Beton“ [1] berücksichtigt diesen Umstand, indem die Verfügbarkeit der CO₂-Klassen für den Bereich Tiefbau erst ab einer Druckfestigkeitsklasse C25/30 dargestellt wird. Auch nach oben ergibt sich bei den erreichbaren Druckfestigkeitsklassen eine Begrenzung, da die Betone für den Tiefbau häufig künstlich eingeführte Luftporen enthalten und damit die erreichbare Druckfestigkeitsklasse oft begrenzt ist. Die ÖNORM B 4710-1 [3] führt deshalb auch in Abschnitt 4.3.1.2 empfohlene maximale Druckfestigkeitsklassen für Betone mit künstlich eingeführten Luftporen an.

Die Tabelle 5-2 „Verfügbarkeit von Betonen gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] im Tiefbau“ des ÖBV-Merkblattes „CO₂-Klassen für Beton“ [1] beschränkt sich daher auf eine Darstellung der Verfügbarkeiten für die Druckfestigkeitsklassen C25/30 bis C40/50. In Abhängigkeit der Druckfestigkeitsklasse sind hier die CO₂-Klassen GW_R0 bis GW_R1 „weitgehend verfügbar“, GW_R1 bis GW_R3 „eingeschränkt verfügbar“ und ab GW_R3 bzw. GW_R4 „in der Regel nicht verfügbar“.

2.3.3 Betone gemäß anderen Regelwerken

Auf Anregung der Verkehrs-Infrastrukturbetreiber wurde im ÖBV-Merkblatt „CO₂-Klassen für Beton“ [1] eine weitere Tabelle 5-3 mit der „Verfügbarkeit von Betonen gemäß ÖBV-Richtlinien“ für ausgewählte Betonstandards aufgenommen. Aufgrund der Rezeptvorgaben bei den unterschiedlichen Betonstandards in den unterschiedlichen ÖBV-Regelwerken ergibt sich bei der Verfügbarkeit der CO₂-

Klassen eine relativ scharfe Abgrenzung zwischen „weitgehend verfügbar“ mit GW_{R2} bis GW_{R3} und „in der Regel nicht verfügbar“ meist ab GW_{R4} .

2.4 Ausschreibungsbeispiele

Die CO_2 -Klasse kann ergänzend zur Betonsorte angegeben werden. Beispiele:

- C25/30/XC1/ GW_{R4}
- C30/37/B5/ GW_{R1}
- C25/30/BS1A/ GW_{R2}

Das letztgenannte Beispiel bedeutet, dass ein Beton gemäß der ÖBV-Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen“ [12] mit der Druckfestigkeitsklasse C25/30, dem Betonstandard BS1A und der CO_2 -Klasse GW_{R2} festgelegt wird. Die CO_2 -Klasse GW_{R2} legt bei der Druckfestigkeitsklasse C25/30 ein zulässiges GWP-gesamt von 167 bis 189 [kg CO_2 -Äq/m³] für die Module A1 - A3 gemäß ÖNORM EN 15804 [7] fest.

3 Recycling-Klassen für Beton

3.1 Rahmenbedingungen

Die Verwendung von Beton mit rezyklierter Gesteinskörnung ist in unterschiedlichen Regelwerken festgelegt bzw. erfasst. Im Folgenden werden die für die Festlegung der „Recycling-Klassen für Beton“ relevanten Regelwerke und deren Inhalte kurz erörtert.

3.1.1 Festlegungen in der ÖNORM B 4710-1 [3]

Die Herstellung von „Normal- und Schwerbeton“ ist in Österreich in der ÖNORM B 4710-1 [3] geregelt. Grundlage für die ÖNORM B 4710-1 [3] ist die ÖNORM EN 206 [8], die Empfehlungen für die Verwendung von rezyklierten Gesteinskörnungen enthält. Diese Empfehlungen wurden in der ÖNORM B 4710-1 [3] an die nationalen Erfahrungen in Österreich angepasst und als „normative Festlegungen“ im Anhang E in die Norm aufgenommen.

Diese normativen Festlegungen betreffen unter anderem folgende Punkte:

- Verwendungsgrundsätze
- Beschränkungen der Einsatzgebiete
- Beschränkungen der Druckfestigkeitsklassen beim Beton
- Mechanische Eigenschaften, Bemessungsgrundlagen

- Kenntlichmachung der Verwendung von rezyklierten Gesteinskörnungen in der Beton-sortenbezeichnung
- Informationspflichten an den Bauherren oder dessen Vertreter
- Mindestanforderungen an die rezyklierten Gesteinskörnungen gemäß den relevanten Gesteinskörnungsnormen
- Mindestanforderungen an rezyklierte Gesteinskörnungen bei den verschiedenen Expositionsklassen bzw. Betonkurzbezeichnungen
- Grenzwerte für den Austausch von natürlichen Gesteinskörnungen durch rezyklierte Gesteinskörnungen

Für die Herstellung von Beton können gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] bestimmte Produkte der ÖNORM B 3140 [13] eingesetzt werden. Für die Verwendung von Recycling-Baustoffen aus Aushubmaterialien gemäß ÖNORM B 3141 [14] wurde vom zuständigen Fachnormenausschuss die „Fachinformation 30“ [15] des Austrian Standards International erstellt, welche die Verwendbarkeit dieser Produkte für die Herstellung von Beton gemäß ÖNORM B 4710-1 [3] regelt.

Die ÖNORM B 4710-1 [3] enthält keine Klassenbezeichnungen für Beton in Abhängigkeit des Anteils an rezyklierter Gesteinskörnung.

3.1.2 Festlegungen in ÖNORM EN/B 1992-1-1

Die ÖNORM EN 1992-1-1 [4] in Kombination mit der ÖNORM B 1992-1-1 [5] (Eurocode 2) regeln die Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauten in den entsprechenden Anwendungsgebieten. Die neue Ausgabe der ÖNORM EN 1992-1-1 [6], die derzeit als Entwurf vorliegt, enthält im Anhang „N“ Festlegungen, wie bei der Bemessung von Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauten vorzugehen ist, wenn rezyklierte Gesteinskörnungen bei der Herstellung von Beton verwendet werden. In Abhängigkeit der Art und Substitutionsrate von rezyklierten Gesteinskörnungen bei Beton sind Kennwerte für die Bemessung von Stahl- bzw. Spannbeton entsprechend der neuen Ausgabe der ÖNORM EN 1992-1-1 [6] entweder „nicht anzupassen“, „anzupassen oder zu prüfen“ bzw. generell „zu prüfen“. Maßgebend für das Vorgehen bei der Bemessung ist die Substitutionsrate von rezyklierten Gesteinskörnungen, die mit α_{RA} bezeichnet wird

und das Verhältnis der „Menge feiner und grober rezyklierter Gesteinskörnung zur Gesamtmenge der Gesteinskörnung“ im Beton angibt.

Die neue Ausgabe der ÖNORM EN 1992-1-1 [6] enthält keine Klassenbezeichnungen für Beton in Abhängigkeit des Anteils an rezyklierter Gesteinskörnung.

3.2 Festlegung der Recycling-Klassen

Für die Festlegung der „Recycling-Klassen für Beton“ werden sowohl die Festlegungen der ÖNORM B 4710-1 [3], wie auch die Rahmenbedingungen der neuen Ausgabe der ÖNORM EN 1992-1-1 [6] berücksichtigt.

Die ÖNORM B 4710-1 [3] legt die zulässige Menge an rezyklierter Gesteinskörnung in Masse-Prozent (Masse-%) je nach Anforderungen an den Beton (z.B. Expositionsklasse) fest. Dieser Ansatz mit Masse-Prozent wird daher für die Festlegung der „Recycling-Klassen für Beton“ übernommen.

Die ÖNORM EN 1992-1-1 [6] sieht bei bestimmten Betonkennwerten vor, dass diese je nach Substitutionsrate von rezyklierten Gesteinskörnungen anzupassen sind. Bei diesen Substitutionsraten wird in 20%- bzw. 10%-Schritten unterschieden. Daher wurde der Ansatz mit 10%-Schritten bei der Festlegung der „Recycling-Klassen für Beton“ gewählt. Die ÖNORM EN 1992-1-1 [6] bezieht sich bei den Anpassungen für die Betonkennwerte nur auf den Recyclinganteil der Gesteinskörnung und nicht auf andere mögliche Ausgangsstoffe, wie z.B. Recycling-Wasser. Daher erfolgt die Berechnung der Recyclingquote für die Einteilung in die „Recycling-Klassen für Beton“ nur unter Berücksichtigung des Anteils der rezyklierten Gesteinskörnung.

Die für die Zuordnung von Betonen zu „Recycling-Klassen für Beton“ erforderlichen Berechnungen

der Substitutionsrate α_{RA} (1) und der Recyclingquote α_{RQ} (2) erfolgen gemäß nachstehenden Formeln:

$$\alpha_{RA} = \frac{\text{Masse feiner und grober rezykl. GK}}{\text{Gesamtmasse der GK}} \quad (1)$$

$$\alpha_{RQ} = \alpha_{RA} \times 100 \text{ [Masse-\%]} \quad (2)$$

3.3 Einteilung in Recycling-Klassen

Die Zuordnung zu den „Recycling-Klassen für Beton“ erfolgt auf Basis der Art der verwendeten rezyklierten Gesteinskörnung und der Recyclingquote α_{RQ} .

Bei den Recycling-Klassen wird in Abhängigkeit von der Art der rezyklierten Gesteinskörnung zwischen „RC-C“ und „RC-M“ unterschieden.

Bei den „RC-C“ Klassen kommen Produkte zum Einsatz, die hauptsächlich aus Betonbruch und/oder aus wiederaufbereiteter, natürlicher Gesteinskörnung bestehen. Bei den „RC-M“ Klassen werden Produkte verwendet, die auch einen erhöhten Anteil an z.B. Ziegel enthalten können. Diese Unterscheidung ist bei der Bemessung nach der ÖNORM EN 1992-1-1 [6] relevant, weil diese unterschiedliche Bemessungsansätze je nach Art der verwendeten rezyklierten Gesteinskörnung vorsieht. Das ÖBV-Merkblatt „Recycling-Klassen für Beton“ [2] enthält eine Tabelle mit einer genauen Zuordnung der Produkte gemäß ÖNORM B 3140 [13] bzw. ÖNORM B 3141 [14] zu den „RC-C“ bzw. „RC-M“ Klassen – siehe Tabelle 2.

Die Einteilung der Betone in Recycling-Klassen „RC-C“ erfolgt gemäß der Tabelle 4-2 des ÖBV-Merkblattes „Recycling-Klassen für Beton“ [2] in Abhängigkeit von der Recyclingquote α_{RQ} mit einer

Tabelle 2 Zuordnung der Ausgangsstoffe zu den „Recycling-Klassen für Beton“ gemäß Tabelle 4-1 des ÖBV-Merkblattes „Recycling-Klassen für Beton“ [2]

Bezeichnung der „Recycling-Klassen für Beton“	Produkte gemäß ÖNORM B 3140	Produkte gemäß ÖNORM B 3141
RC-C	RB-A1	-
	RB-A2	NAG-2 bzw. NAG-2-P NAM-2 bzw. NAM-2-P
	RG-A3	NAG-1 bzw. NAG-1-P NAM-1 bzw. NAM-1-P NAT-1 bzw. NAT-1-P
RC-M	RH-B	-

Abstufung in 10%-Schritten. Die Tabelle 3 zeigt einen Auszug daraus:

Tabelle 3 Einteilung und Bezeichnung der Recycling-Klassen „RC-C“ – Auszug aus der Tabelle 4-2 des ÖBV-Merkblattes „Recycling-Klassen für Beton“ [2]

Recycling-Klasse	Recyclingquote α_{RQ} [Masse-%]
RC-C0	$1 \leq \alpha_{RQ} \leq 10$
RC-C1	$11 \leq \alpha_{RQ} \leq 20$
...	...
RC-C9	$91 \leq \alpha_{RQ} \leq 100$

Die Einteilung der Betone in Recycling-Klassen „RC-M“ erfolgt gemäß der Tabelle 4-3 des ÖBV-Merkblattes „Recycling-Klassen für Beton“ [2] in Abhängigkeit von der Recyclingquote α_{RQ} mit einer Abstufung in 10%-Schritten. Die Tabelle 4 zeigt einen Auszug daraus:

Tabelle 4 Einteilung und Bezeichnung der Recycling-Klassen „RC-M“ – Auszug aus der Tabelle 4-3 des ÖBV-Merkblattes „Recycling-Klassen für Beton“ [2]

Recycling-Klasse	Recyclingquote α_{RQ} [Masse-%]
RC-M0	$1 \leq \alpha_{RQ} \leq 10$
RC-M1	$11 \leq \alpha_{RQ} \leq 20$
...	...
RC-M9	$91 \leq \alpha_{RQ} \leq 100$

3.4 Empfehlungen für die Planung und Ausschreibung

Bei der Planung von Tragwerken aus „Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen“ sind neben den Festlegungen der ÖNORM EN 1992-1-1 [4][6] (inkl. nationaler Festlegungen [5]) und der ÖNORM B 4710-1 [3] auch die Verfügbarkeit der rezyklierten Gesteinskörnungen im Hinblick auf Menge und Qualität (Produkte) im jeweiligen Marktgebiet zu berücksichtigen.

Die Tabelle 5-1 des ÖBV-Merkblattes „Recycling-Klassen für Beton“ [2] ordnet die gemäß ÖNORM B 4710-1 [3], Tabelle E.3 und E.4, festgelegten Grenzwerte für den Austausch von natürlichen Gesteinskörnungen durch rezyklierte Gesteinskörnungen den maximal möglichen „Recycling-Klassen für Beton“ zu. Damit ergibt sich beispielhaft bei einer Expositionsklasse XC2 gemäß den Festlegungen der ÖNORM B 4710-1 [3] eine maximal zulässige Recycling-Klasse „RC-C3“ bzw. „RC-M2“.

Bei einer Ausschreibung ist die Recycling-Klasse als Ergänzung zur Bezeichnung der Betonsorte anzuführen und kann beispielhaft folgendermaßen lauten C25/30/XC1/RB-A1/RC-C3.

C25/30..... Druckfestigkeitsklasse

XC1 Expositionsklasse

RB-A1 rezyklierte Gesteinskörnung der Sorte RB-A1

RC-C3 Recycling-Klasse

4 Zusammenfassung

Mit den beiden neuen ÖBV-Merkblättern „CO₂-Klassen für Beton“ [1] und „Recycling-Klassen für Beton“ [2] wurden wesentliche Ergänzungen zu den Produkt- und Bemessungsnormen geschaffen, die eine einfache Möglichkeit bieten CO₂-reduzierten Beton bzw. Beton mit rezyklierten Gesteinskörnungen auszuschreiben. Bei der Erarbeitung der beiden ÖBV-Merkblätter wurde einerseits darauf geachtet, dass die Festlegungen auf die aktuell relevanten Regelwerke abgestimmt sind aber andererseits auch zukünftig anwendbar bleiben. Dies wurde damit sichergestellt, dass derzeit in Erarbeitung befindliche Normen in die Überlegungen einbezogen wurden und die CO₂-Klassen bis zu einer vollständigen Dekarbonisierung definiert sind und auch die Recycling-Klassen bis zu einer Substitution durch rezyklierte Gesteinskörnungen bis zu 100% reichen.

Zusätzlich zu den Klasseneinteilungen bieten beide ÖBV-Merkblätter eine Orientierung für Planung und Ausschreibung, welche Klassen derzeit in der Praxis verfügbar sind bzw. welche Klassen derzeit zulässig sind. Damit tragen beide ÖBV-Merkblätter wesentlich dazu bei „nachhaltigen Beton“ auszuschreiben zu können.

5 Literatur

- [1] ÖBV-Merkblatt: *CO₂-Klassen für Beton*, Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV), März 2025
- [2] Gründruck ÖBV-Merkblatt: *Recycling-Klassen für Beton*, Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV), Juni 2026
- [3] ÖNORM B 4710-1, *Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität; Teil 1: Regeln zur Umsetzung*

- der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton, Austrian Standard Institute (ASI), 01.01.2018
- [4] ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung), Austrian Standard Institute (ASI), 15.02.2015
- [5] ÖNORM B 1992-1-1, Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Austrian Standard Institute (ASI), 01.01.2018
- [6] ENTWURF ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Regeln — Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke, Austrian Standard Institute (ASI), 01.10.2021
- [7] ÖNORM EN 15804, Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltproduktdeklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte (konsolidierte Fassung), Austrian Standard Institute (ASI), 15.02.2022
- [8] ÖNORM EN 206:2013+A2, Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Austrian Standard Institute (ASI), März 2021
- [9] ENTWURF ÖNORM EN 206-1, Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Teil 1: Eigenschaften, Anforderungen, werkseigene Produktionskontrolle und Bewertungskriterien für einzelne Werte, Austrian Standard Institute (ASI), 01.09.2024
- [10] ÖNORM EN 16757, Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltproduktdeklarationen - Produktkategorieregeln für Beton und Betonelemente, Austrian Standard Institute (ASI), 15.05.2023
- [11] Hintergrundbericht zum ÖBV-Merkblatt „CO₂-Klassen für Beton“, Universität Innsbruck und Güteverband Transportbeton, Jänner 2025
- [12] ÖBV-Richtlinie: Wasserundurchlässige Betonbauwerke – Weiße Wannen, Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV), Februar 2018
- [13] ÖNORM B 3140, Rezyklierte Gesteinskörnungen für ungebundene und hydraulisch gebundene Anwendungen sowie für Beton, Austrian Standard Institute (ASI), 01.11.2020
- [14] ÖNORM B 3141, Herstellung von Recycling-Baustoffen aus Aushubmaterialien - Anforderungen, Austrian Standard Institute (ASI), 01.05.2024
- [15] ASI Fachinformation 30: Recycling-Baustoffe aus Aushubmaterialien gemäß ÖNORM B 3141:2024, Anwendungsempfehlung für die Verwendung in Beton gemäß ÖNORM B 4710-1:2018, Austrian Standard Institute (ASI), 2025

Umfassende Neuerungen in der Richtlinie Spritzbeton

Dipl. Ing. Martin Diewald
PORR Bau GmbH - Tunnelbau, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Richtlinie Spritzbeton 2009 war ein Meilenstein in der Darstellung der Spritzbetontechnologie in Österreich. Internationale Projekte wurden auf Basis dieser RILI 2009 erfolgreich abgewickelt. Aktuelle Entwicklungen in mehreren Sparten der Spritzbeton-Technologie sowie Erkenntnisse aus Forschungsprojekten haben es erforderlich gemacht die RILI 2009 fortzuschreiben. In vier Arbeitsgruppen für Planung, Material, Ausführung und Prüfung wurde daher auf dem bewährten Fundament aufgebaut und Innovationen in der Spritzbeton-Technologie, nach eingehender Prüfung, zum Standard erhoben. Im Bezug auf die Forderung einer nachhaltigen Anwendung von Spritzbeton wurde auf die spezielle Situation beim Spritzbeton eingegangen. Für einige Materialien, Anwendungen, Prüfgeräte und Prüfverfahren wurden Tore geöffnet, um den Nachweis des Besseren gegenüber dem Guten zu ermöglichen.

1 Einleitung

Die RILI Spritzbeton aus 2009 hat international große Aufmerksamkeit erlangt. Im Zeitraum Ende 2021 bis Anfang 2025 wurde die Fassung aus 2009 vom zuständigen Arbeitskreis bestehend aus AG-Vertretern, Planern, Universitäten, Versuchsanstalten, Herstellern und ausführenden Firmen überarbeitet.

1.1 Aufgabenstellung

Ziel der Neufassung ist die Einarbeitung der Erfahrungen der letzten Jahre bei der Bemessung, Materialauswahl, Verarbeitung und Prüfung von Spritzbeton. Gegenüber der Version aus 2009 wurde versucht, die Gliederung moderner Richtlinien anzuwenden. So wurde die Arbeit auch in vier Arbeitsgruppen verteilt. Den Vorsitzenden der Arbeitsgruppen, welche die Hauptkapitel 4 bis 7 erarbeitet haben, gebührt große Anerkennung:

- Planung: DI Albert HELMBERGER
- Material: DI Roland MURR
- Ausführung: DI Norbert REICHARD
- Prüfung: DI Reinhard PAMMINGER

Ein besonderer Dank ergeht an Hr. Jürgen SILBERKNOLL von der ÖBV, der uns immer wieder auf den richtigen Weg geführt hat.

2 Planung & konstruktive Anforderungen (Kapitel 4)

2.1 Versagensfolgenklassen

In der Fortschreibung erfolgt eine dreistufige Gliederung nach Versagensfolgenklassen (vergleichbar dem EUROCODE). Daraus lassen sich Qualitätsklassen ableiten.

Tabelle 4-1: Versagensfolgenklassen gemäß Entwurf ÖNORM EN 1990:2021 und deren Verknüpfung mit Überwachungsmaßnahmen in Planung, Ausführung sowie den daraus resultierenden Qualitätsklassen

Versagensfolgenklasse	Planungsüberwachung	Überwachungsstufe	Qualitätsklasse
CC 1	DSL 1	IL 1	Q1
CC 2	DSL 2	IL 2	Q2
CC 3	DSL 3	IL 3	Q3

Abbildung 1 Tabelle 4-1: Versagensfolgenklassen führen zu Qualitätsklassen

Die Qualitätsklassen ziehen dann Überwachungskategorien nach sich. Durch den Ausschreibenden sind die Anforderungen an Spritzgeräte und das Personal festzulegen.

2.2 Material- und qualitätsbezogene Klassifizierungsmerkmale

Für die Spritzbetonsortenbezeichnung wurde das Schema erweitert. Es ist zu definieren:

- SpC für Spritzbeton, FRSpC für Faserspritzbeton
- Angabe der Festigkeitsklasse

- Frühfestigkeitsklassen
- Expositionsklassen
- weitere besondere Eigenschaften
- Größtkorn
- Qualitätsklasse. Ist für ÜK, GA oder PA eine andere Anforderung als das mit der gewählten Qualitätsklasse geforderte Minimum erforderlich, ist das jeweilige Kriterium samt Einstufung hier anzugeben.

2.3 Faserspritzbeton

Die Bemessung von Faserspritzbeton erfolgt auf Basis Ergebnis der geotechnischen Planung. Wir gliedern in die Dicke der Spritzbetonschale.

- ≤ 10 cm: Der Fasergehalt kann über Engergieabsorptionsvermögen festgelegt werden (EV500, EV700, EV1000). Der Nachweis erfolgt mittels Plattenversuch.
- > 10 cm: Der Nachweis erfolgt nach ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang L. Hier sind nur Anwendung von Stahlfasern möglich.

2.4 Innenschalen aus Spritzbeton

Unter Berücksichtigung der aktuellen Anwendungen von Spritzbeton wurde speziell auf Innenschalen aus Spritzbeton eingegangen.

Es werden zwei Bauweisen unterschieden:

- Einschalige Bauweise = Alle an die Tunnelauskleidung gestellten statischen und konstruktiven Anforderungen werden von einem Verbundquerschnitt erfüllt, der aus mehreren Sichten besteht.
- Zweischalige Bauweise = Durch den Einbau einer Abdichtungssystems (mit einer Kunststoffdichtungsbahn als Trennlage) können zwischen Innenschale und Außenschale keine Schub- und Zugspannungen übertragen werden.

3 Material (Kapitel 5)

3.1 Erfahrungen zu Grenzwerten u. Vorgaben aus den letzten 15 Jahre einbezogen

In nachfolgenden Bereichen wurden Anpassungen vorgenommen:

- Fokus auf Nass-Mischgut, zumal in der RILI aus 2009 noch Trock-Mischgut erstgereiht war.
- Mehlkorngelalt, Feinteilgehalt höhere Gehalte bei Nachweis der Qualität und Gleichmäßigkeit zulässig
- Bandbreite Wassergehalt – max. Wasserzugabe
- Anrechnung des Gesamtbindemittels
- Rezeptspritzbeton bis SpC16/20 möglich

3.2 Erweiterung der Palette der Ausgangsstoffe

Seit 2009 sind einige neue Ausgangsstoffe auf dem Markt gekommen. Ohne hoffentlich positive Erwähnung in einer Richtlinie ist es schwierig neue Ausgangsstoffe bei Projekten öffentlicher Auftraggeber zu platzieren. In der Version 04.2026 wurden zusätzlich aufgenommen:

- CEM II Zemente
- CEM III A u. CEM III B auch bei Sulfatangriff
- Metakaolin zur Reduktion des Versinterungspotentials
- Feinststeinmehl für Frühfestigkeit
- Regelung zur anteiligen Verwendung von rezyklierter Gesteinskörnung

3.3 Faser-Spritzbeton

Die RILI 04/2026 unterscheidet:

- Stahlfasern nach ÖNORM EN 14899-1
- Polymerfasern (Kunststoff-Mikro-Fasern) die das Brandverhalten bzw. die Frühschwindrissbildung beeinflussen nach ÖNORM EN 14899-2

Für Polymerfasern (Kunststoff-Makro-Fasern) liegen noch nicht ausreichend Erfahrungen und Möglichkeiten zur Nachweisführung vor.

Für Fasern die nicht den beiden Normen entsprechen (Basaltfasern, Karbonfasern, alkaliresistente Glasfasern,...) bestehen keine Anwendungsregelungen im Rahmen dieser RILI. Sollte dennoch eine Anwendung vorgesehen werden, bedarf es einer einvernehmlichen Zustimmung der Projektbeteiligten. In diesem Fall ist ein entsprechendes Konzept für die Nachweise der Verarbeitbarkeit, der Festigkeit und der Dauerhaftigkeit zu erstellen.

Diese Eigenschaften sind dementsprechend nachzuweisen.

3.4 Anpassung von Nachweisen zu Expositionsklassen

- Durch Beschränkung des Gesamtwassergehaltes und einem erforderlichen Gesamtbindemittelgehalt sind für die Klassen XC und XD der Nachweis über die Zusammensetzung möglich.
- Bei Frostangriff ohne Tausalz ist ein XF3 Nachweis erforderlich.
- Frostangriffe mit Tausalz in der Regel nur mit Fertigprodukten und der Akzeptanz einer oberflächlichen Abwitterung.
- Sulfatangriff – Erweiterung auf drei Klassen, Anforderungen an Ausgangsstoffe, Rezeptur und Prüfung am Festbeton.

Tabelle 5-18: Expositionsklasseneinteilung bei Sulfatangriff und zugehörige Anforderungen

Expositionsklasseneinteilung bei Sulfatangriff	Sulfatgehalte im Bergwasser (mg/l)	Anforderung Ausgangsstoff	Maximaler W/B ₀ -Wert (Mischgut)	Maximales Gesamt-wasser [l/m³] (Mischgut)	Wasser-eindringtiefe
XAT-S1	bis 600	• Zement gem. ONORM EN 197-1 • AHWZ mit Sulfatbeständigkeitsnachweis nach Koch-Steinberger • Bei Verwendung von Metakaolin muss der Anteil Hüttensand mind. 15 M-% des Bindemittels betragen.	0,50 EP: 0,48	210 l/m³ EP: 200 l/m³	XW1
XAT-S2	> 600 bis 2000	• Zement gem. Tabelle 5-4 • Begrenzung EB-Dosierung gemäß Tabelle 5-17 • AHWZ mit Sulfatbeständigkeitsnachweis nach Koch-Steinberger • Bei Verwendung von Metakaolin muss der Anteil Hüttensand mind. 25 M-% des Gesamtbindemittels betragen. Für das Gesamtbindemittel ist ein Sulfatbeständigkeitsnachweis nach Koch-Steinberger im Zuge der Eignungsprüfung durchzuführen. • Die Zugabe von Silikastaub von 3 M-% bis 5 M-% von CEM I wird vorgeschlagen.	0,48 EP: 0,46	200 l/m³ EP: 190 l/m³	XW2
XAT-S3	> 2000 bis 4000	• Zement gem. Tabelle 5-4 • Begrenzung EB-Dosierung gemäß Tabelle 5-17 • AHWZ mit Sulfatbeständigkeitsnachweis nach Koch-Steinberger • kein Metakaolin zulässig • Mind. 25 M-% Hüttensand im Gesamtbindemittel. • Für das Gesamtbindemittel ist ein Sulfatbeständigkeitsnachweis nach Koch-Steinberger im Zuge der Eignungsprüfung durchzuführen. • Die Zugabe von Silikastaub von 5 M-% bis 10 M-% von CEM I ist vorgeschrieben.	0,46 EP: 0,44	gemäß W/B ₀ -Anforderung	XW2

Abbildung 2 Tabelle 5-18: Expositionsklassen bei Sulfatangriff

4 Ausführung (Kapitel 6)

Im Kapitel Ausführung wurden neue Themenschwerpunkte gesetzt, die sich tw. über Forschungsprojekte aufgedrängt haben.

4.1 Verfahren unter Berücksichtigung des Gesundheitsschutzes

Unter Beachtung der RVS 09.01.53 „Schutzmaßnahmen gegen Gefährdung durch kanzerogene mineralische Stäube“ sind die Verfahren in der angegebenen Reihenfolge zu verwenden.

- Nassspritzverfahren
- Trockenspritzverfahren mit Feucht-Mischgut FM-L oder FM-S
- Trockenspritzverfahren mit Trocken-Mischgut TM

Nur wenn das vorgereichte Verfahren aufgrund der projektspezifischen Randbedingungen (z.B. Transportdistanz, Mengenbedarf, Platzverhältnisse, etc.) nicht geeignet ist, darf ein nachgereichtes Verfahren zum Einsatz kommen.

4.2 Anforderungen an Spritzgeräte im Dichtstromverfahren – Reduzierung von Lagenbildungen – Pulsationsgrad

Die Aufbringung des Nassspritzbetons erfolgt seit einiger Zeit größtenteils mittels Spritzmanipulatoren. Die Spritzmanipulatoren werden mit dem Ziel eines gleichmäßigen Förderstroms laufend optimiert. Bei den in Europa eingesetzten Spritzmaschinen sind Doppel-Kolbenpumpen installiert. Beim Umschalten zwischen den Kolben entsteht ein Unterbruch im Förderstrom. Man kann das am weiß-werden im Strahl an der Düse erkennen. Der diskontinuierlichen Betonförderung steht eine nahezu kontinuierliche BE-Mittelförderung gegenüber. Es entsteht daher kurzzeitig eine Überdosierung an BE-Mittel. Dieser Überdosierung führt im Spritzbeton zu s.g. Lagebildungen. Dies Inhomogenitäten können u.a. über Tracer-Verfahren nachgewiesen werden. Ziel muss es sein zukünftig solche Lagenbildungen zu minimieren.

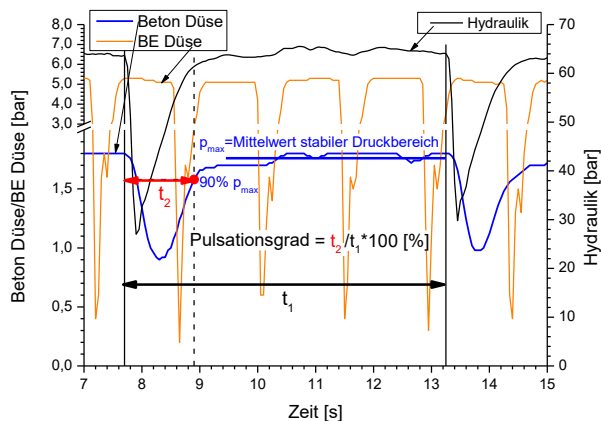


Abbildung 3 Grafik Pulsationsgrad

Als Gütenachweis für die Spritzmaschine haben wir den s.g. Pulsationsgrad definiert. Das Verhältnis des nicht optimalen Förderstromes zur Gesamtdauer des Hubs wird je Maschine erfasst.

$$\text{Pulsationsgrad eines Hubs} [\%] = \frac{t_2}{t_1} \cdot 100$$

t_1 ...gesamte Zeitdauer eines Hubs

t_2 ...Zeitdauer vom Ende des Hubs bis zum Wiederanstieg des Drucks auf 90% von $p_{\max}$

Abbildung 4 Ermittlung Pulsationsgrad

Bei Großversuchen konnte der Pulsationsgrad sowie die Lagenbildung bei älteren und modernen Geräten untersucht werden.

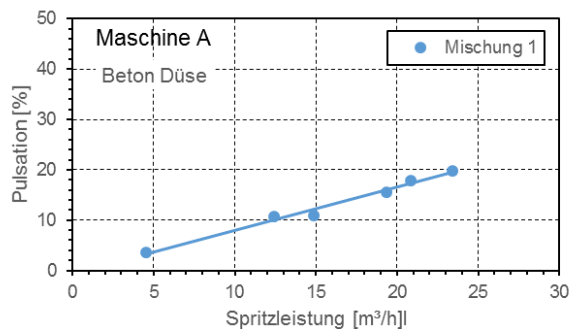


Abbildung 5 Pulsationsgrad eines guten Spritzgerätes

Geräte mit einem Pulsationsgrad unter 20 % liefern vergleichsweise homogenen Spritzbeton und deutlich reduzierte Lagenbildung. Ein Pulsationsgrad unter 20 % ist gemäß RILI 04/2026 Voraussetzung für GA 2 und höher.

Die Zuordnung zur Geräteklasse GA 3 erfordert zusätzlich die Installation eines geeigneten Durchflussmessers der die tatsächlich zugegebene EB-

Mittelmenge kontinuierlich dokumentiert. Zusätzlich soll eine Notabschaltung bei massiven Abweichungen vom Zielwert erfolgen.

Der Hersteller muss den Pulsationsgrad seiner Maschine und die Dosiergenauigkeit der BE-Mittel-Pumpe bestimmen lassen und auf dem Typenblatt bekannt geben. Geräte ohne Nachweis des Pulsationsgrad werden der GA 1 zugeordnet.

4.3 Anforderungen an Personal – Qualifikation, Qualifikationsnachweise

Für die richtige Aufbringung des Spritzbetons und die Homogenität des fertigen Produktes an der Wand, haben die Bediener der Spritzgeräte wichtige Aufgaben. Um die Beherrschung dieser Herausforderungen sicher zustellen werden gemäß RILI 04/2026 vom Personal stufenweise Befähigungsnachweise, Referenznachweis sowie externe Schulungen abverlangt.

Tabelle 6-3: Erforderlicher Qualifikationsnachweis des Personals

Ausbildung	PA 1	PA 2	PA 3
Anforderungen an Düsenführer Praktischer Nachweis der Fähigkeiten	Kein Nachweis (nur Schulungsdurchführung) Belehrung und Geräteführungsweise durch Führungskraft	Befähigungsnachweis oder Referenznachweis für PA 1 oder PA 2 im Umfang von mind. 500 m³	Befähigungsnachweis und Referenznachweis für PA 2 oder PA 3 im Umfang von mind. 1.000 m³ oder externer Nachweis (mind. 1-tägiger Ausbildungskurs, z.B., ÖBV-TSS Zertifikat, EFNARC, VÖBU etc.)

Abbildung 6 Tabelle 6-3: PA 1 bis PA 3

- In PA 2 ist ein Befähigungsnachweis vor Ort zu erbringen oder aber Referenznachweise aus Vorprojekten vorzulegen. Mustervorlagen für solche Nachweise sind im Anhang der RILI zu finden.
- Für PA 3 sind auch externe Nachweise über Ausbildungskurse beizubringen.

5 Prüfung und Prüfmethoden (Kapitel 7)

Neue Ausgangsstoffe erfordern tw. auch neue Prüfverfahren.

Es wurde auf neue Entwicklungen auf dem Sektor der Prüfgeräte eingegangen:

- Die RILI befasst sich mit Prüfgeräten für die langjährige Erfahrung vorliegen. Als Beispiel sei die Weiterentwicklung des Setzbolzenge-rätes erwähnt.

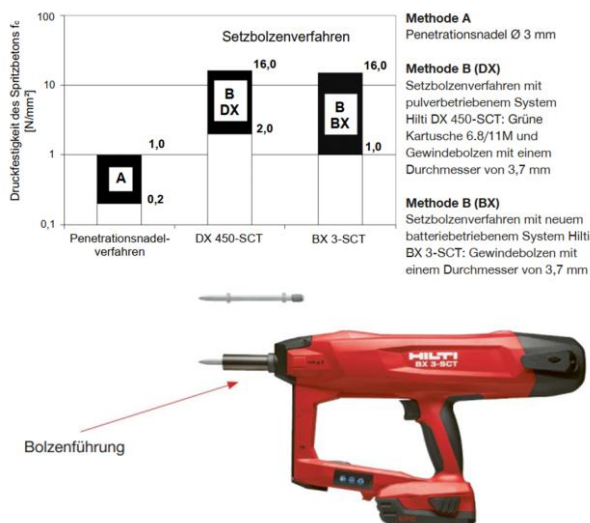


Abbildung 7 Setzbolzenverfahren B (BX)

- Daneben sind Geräte informativ angeführt, für welche noch zu wenig Erfahrungen vorliegen und für spezielle Anwendungen bzw. Erfordernisse aufgenommen wurden:
 - Prüfung der Verarbeitungseigenschaften mit dem Gleitrohr-Rheometer
 - Prüfung der Verarbeitungseigenschaften mit der Trichterauslaufzeit
 - Prüfung der Verarbeitungseigenschaften (Stabilität) mit der Betonfilterpresse
 - Beurteilung der Lagenbildung im Spritzbeton anhand von Bohrkernen aus Spritzbeton

Als Weiterentwicklung lässt die RILI einen Nachweis der Expositionsklassen über den „Performance“ – Ansatzes (= leistungsorientierter Ansatz) zu. Nachweis am Festbeton im Vergleich zu einem Beton gemäß ÖNORM B 4710-1 oder in Bezug auf einen festgelegten Grenzwert, wenn z.B. W/BG-Wert nicht eingehalten wird.

Hierzu wurden neue Prüfverfahren am Festbeton übernommen:

- Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton (XC1 - XC4)
- Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton (XD1 - XD3)
- Nachweis der Sulfatbeständigkeit des Spritzbetons (XAT-S1 - XAT-S3)

- Nachweis des Widerstands gegen chemischen lösenden Angriff (XA1L, XA2L)
- Hierzu wurden neuen Prüfverfahren am Festbeton übernommen:
- Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton (XC1 - XC4)
- Bestimmung des Chloridwiderstandes von Beton (XD1 - XD3)
- Nachweis der Sulfatbeständigkeit des Spritzbetons (XAT-S1 - XAT-S3)
- Nachweis des Widerstands gegen chemischen lösenden Angriff (XA1L, XA2L)

Der Inhalt des bestehenden ÖBV-Merkblatts „Festlegung des reduzierten Versinterungspotentials“ (2012) wurde in die aktuelle RILI Spritzbeton übernommen.

Für Faserspritzbeton besteht die Möglichkeit, das Nachrissverhalten neben der Beschreibung über Leistungsklassen anzugeben. Das Energieabsorptionsvermögen wird im Plattenversuch (EN 14488-5) ermittelt.

- Klassen EV500, EV700, EV1000: Prüfalter 7d, bzw.
- Neu: Prüfalter 28d bei konstruktiver Anwendung

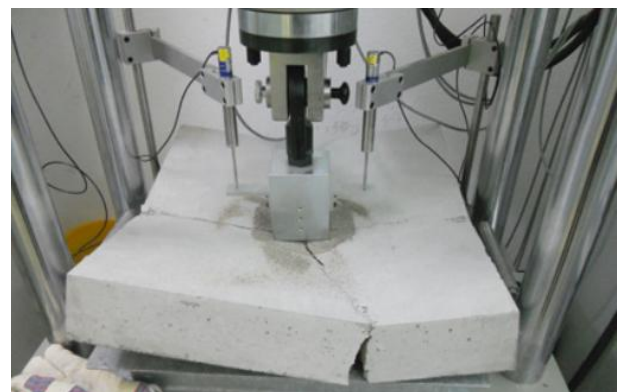


Abbildung 8 Plattenversuch (EN 14488-5)

Wirtschaftliche Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken nach BAW Merkblatt MRZ (2025)

Dipl.-Ing. Stefan Lühr, Dipl.-Ing. Ferdinand Borschnek, Dr.-Ing. Christoph Stephan
BAW Germany

Dipl.-Ing. Dr.techn. BSc Christina Anegg, Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke
Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Massive Wasserbauwerke sind gemäß DIN 19702 für eine Nutzungszeit von 100 Jahren auszulegen. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit hat neben betontechnologischen Aspekten die Begrenzung der Rissbreite eine besondere Bedeutung. Neben dem frühen Zwang in Folge von Temperatur aus dem Hydratationsprozess ist zur Rissbreitenbegrenzung auch der späte Zwang in Folge von Temperatur im Nutzungszeitraum und Boden-Bauwerk-Interaktion zu betrachten. Die kraftbasierten Bemessungsansätze zur Rissbreitenbegrenzung nach EC2 inkl. dem nationalen Anwendungsdokument für Deutschland sind für massige Bauteile des massiven Verkehrswasserbaus ungeeignet, da sie zu unnötig hohen und damit unwirtschaftlichen Bewehrungsggehalten führen. Das **BAW Merkblatt MRZ (2025)** „Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)“ beruht auf einem verformungskompatiblen Bemessungsansatz. Dieser Bemessungsansatz ermöglicht es sowohl den frühen Zwang als auch den späten Zwang in Folge Temperatur und Boden-Bauwerk-Interaktion in einem gemeinsamen Rechengang zu betrachten. Dabei wird bei intelligenter Anwendung des Merkblattes eine wirtschaftliche Bemessung der Mindestbewehrung infolge Zwang mit moderaten Rechenaufwand sichergestellt.

1 Einleitung

Anfang der 1990er Jahre war bei massiven Verkehrswasserbauwerken einhergehend mit der fugenlosen Bauweise eine Zunahme der Mindestbewehrungsmenge zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs zu beobachten. Eine einheitliche Vorgehensweise zur Ermittlung der Mindestbewehrung gab es nicht. In [1] wurde ein Modell zur analytischen Beschreibung des Rissbildungsprozesses bei Zwangsbeanspruchung entwickelt. Mit diesem Modell wurde der Grundstock für den verformungskompatiblen Bemessungsansatz gelegt der in das **BAWMerkblatt MFZ [2]** einging, womit der Bewehrungsmengenzunahme bei Planungen, die aus der Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang erwachsen sind, entgegengesteuert werden konnte. Mit der fugenlosen Bauweise wurde bei Planungen neben dem frühen Zwang auch eine Beanspruchung

aus spätem Zwang vermehrt problematisiert. Der Bemessungsansatz aus dem EC 2 (2011) [3], der über eine Begrenzung der Stahlspannung bei Aufnahme der Risskraft des Querschnittes geregelt ist, bietet für die massigen Querschnitte im Verkehrswasserbau keinen wirtschaftlich sinnvollen Bemessungsansatz, gleichwohl war zu beobachten, dass dieser für massive Wasserbauwerke technisch und wirtschaftlich nicht sinnvoller Ansatz in der Praxis herangezogen wurde. Der verformungskompatible Bemessungsansatz wurde bei gemeinsamen Forschungsaktivitäten der TU Graz und der BAW zu einem geschlossen, mechanisch konsistenten Bemessungsansatz für frühen und späten Zwang weiterentwickelt, [4] und [5]. Im Ergebnis kann heute die Zwangsbeanspruchung mit dem **BAWMerkblatt „Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (2025)“ (MRZ)** [6] für frühen- und späten Zwang gemeinsam betrachtet werden

und so eine wirtschaftliche Bemessung bei einer einheitlichen Vorgehensweise erfolgen. Die einheitliche und ganzheitliche Vorgehensweise für die Nachweise zwangsbeanspruchter Bauteile gemäß **BAWMRZ** [6] bei Planung, Ausschreibung und Bauausführung von massiven Verkehrswasserbauwerken hat dabei zum Ziel, die risssteuernde Bewehrung wirtschaftlich zu dimensionieren. Durch die einheitliche Vorgehensweise sollen die Planungs- und Abstimmungsprozesse bei der Realisierung von wiederkehrenden Baumaßnahmen reduziert werden. Dies vereinfacht und beschleunigt den Planungs- und Bauprozess und hilft vertragliche Spannungen zu vermeiden. Um dieses Ziel zu erreichen wurden im **BAWMRZ** [6] auch Sonderfälle der Zwangsbemessung aufgenommen und entsprechende Bemessungsansätze bereitgestellt. Früher und später Zwang in Folge Temperatur und Boden-Bauwerk-Interaktion werden in einem gemeinsamen Rechengang betrachtet.

2 Vorstellung des BAWMRZ

2.1 Funktionsweise des verformungskompatiblen Ansatzes

Im verformungskompatiblen Ansatz zur Ermittlung der Mindestbewehrung wird auf die Kompatibilität der einwirkenden Verformung zu der Summe der Rissbreiten und der elastischen Dehnung des ungerissenen Betons geachtet. Hierfür gilt:

$$-\varepsilon_{Zw} \cdot l_{cr} = \sum w - \Delta l^{II} + \frac{\sigma_{Zw}^{II}}{E_c} \cdot (l_{cr} - \sum l_{es} \cdot (1 - k_t)) \quad (1)$$

ε_{Zw}	Dehnungseinwirkung; bspw. Temperaturdehnung des Bauteils $\alpha_T \cdot \Delta T$
l_{cr}	geometrisch vorgegebener Primärrissabstand
w	Rechenwert der Rissbreite
Δl^{II}	äußere Längenänderung am gezwängten System nach Rissbildung mit $\Delta l^{II} = (1 - a^{II}) \cdot \varepsilon_{Zw} \cdot l_{cr}$
σ_{Zw}^{II}	Zwangsspannung im Beton im Zustand II (nach Rissbildung)
$\frac{\sigma_{Zw}^{II}}{E_c}$	elastische Dehnung des Betons
l_{es}	Einleitungslänge; Abstand vom Rissufer bis zur Stelle gleicher Dehnung zwischen Beton und Bewehrung

k_t	Faktor zur Berücksichtigung der mittleren Betondehnung innerhalb l_{es}
a^{II}	allgemeiner Behinderungsgrad im Zustand II (nach Rissbildung)

Zusätzlich ergibt das Kräftegleichgewicht zwischen Bewehrung und Beton:

$$\sigma_s \cdot A_s = \sigma_{Zw}^{II} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_E \cdot \rho_s) \quad (2)$$

σ_s	Stahlspannung in der Bewehrung
A_s	Querschnittsfläche der Bewehrung
σ_{Zw}^{II}	Zwangsspannung im Beton im Zustand II (nach Rissbildung)
A_c	Querschnittsfläche des Betons
α_E	Verhältnis des Elastizitätsmoduls des Bewehrungsstahls zum Elastizitätsmodul des Betons
ρ_s	Bewehrungsgrad

Wesentliche Eingangsgrößen in diesem Modell sind die Verformungseinwirkungen und der Primärrissabstand, wie in Abbildung 1 veranschaulicht. Beide Eingangsgrößen wurden in umfangreichen Studien für typische Bauteilsituationen quantifiziert und für die Bemessung aufbereitet.

Hierbei ist zu beachten, dass die Risssteuerung am Gesamtquerschnitt in Längsrichtung überwiegend durch die Bewehrung am oberen Bauwerksrand (Planie) und am unteren Bauwerksrand (Unterkante Sohle) gesteuert wird. Dementsprechend werden für das Zugband unten und oben die Zwangsspannungen infolge Betonerhärtung und Nutzungszeitraum überlagert. Für die dazwischenliegenden Bauwerksbereiche wird bei der Ermittlung der risssteuernden Bewehrung nur der frühe Zwang zugrunde gelegt.

Weitergehende Hintergrundinformationen und ein ausführliches Rechenbeispiel zum **BAWMRZ** [6] finden sich im Begleitdokument „Erläuterungen zum BAW Merkblatt Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ) 2025“ [7].

2.2 Möglichkeit der interdisziplinären Planung durch den verformungskompatiblen Ansatz

Durch die Gegenüberstellung von Verformungseinwirkung und Bauteilverformung ermöglicht der verformungskompatible Ansatz eine interdisziplinäre

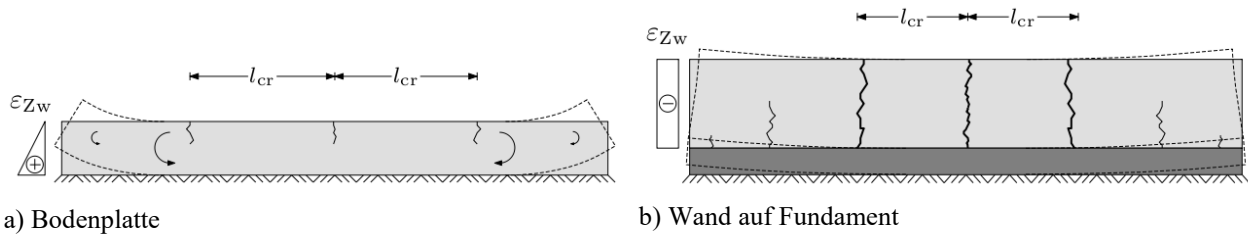


Abbildung 1: Geometrisch vorgegebener Primärrissabstand ohne Bewehrung an realen Bauteilen (Quelle: Institut für Betonbau, TU Graz)

Zusammenarbeit von Tragwerksplanung, Biontechnologie und Geotechnik auf Basis von physikalisch sinnvollen Kenngrößen. Konkret können die Hydratationswärme des Betons als betontechnologische Kenngröße und die aufgezwungene Setzungsmulde als geotechnische Kenngröße als direkte Eingangsgrößen in dem Bemessungsmodell berücksichtigt werden. Ferner erlaubt das Bemessungsmodell im **BAWMRZ** [6] sogar eine Rückkopplung zwischen Tragwerksplanung und Bauausführung im Hinblick auf Betonkühlung und erforderliche Betontemperatur im Winter. Hinzu kommen die saisonalen Temperatureinwirkungen in der Nutzungsphase, für die das **BAWMRZ** [6] dezidierte Ansätze für massige Bauteile bietet.

2.3 Sonderfälle im MRZ

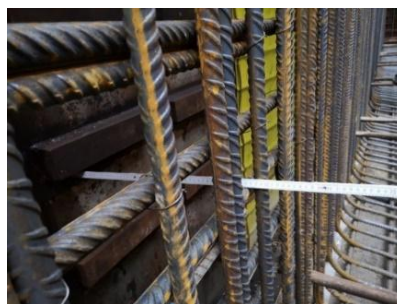
Als wiederkehrende Fragestellung in Ausführungsprojekten sind zu nennen:

- Vertikale Arbeitsfugen in Bodenplatten
- Betonage gegen Baugrubenverbaue, Wechselwirkung zwischen Verbau und Bauwerk (Toleranzen und Baustellenrealität)
- Aussparungen in massiven Wasserbauwerken (Nischen) sowie verspringende Geometrien.

Eine Übersicht der betrachteten Sonderfälle ist in Abbildung 2 zu finden.



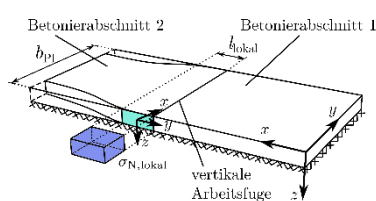
(Quelle: D. Schlicke)



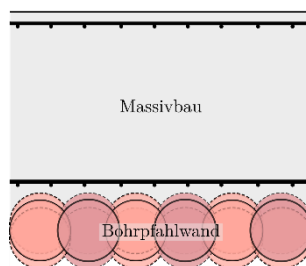
(Quelle: S. Lühr)



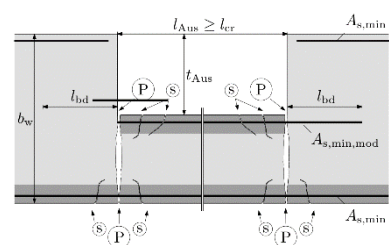
(Quelle: D. Schlicke)



a) Vertikale Arbeitsfugen in Bodenplatten (Quelle: Erläuterungen zum BAWMRZ (2025)[7])



b) Betonage gegen Baugrubenverbaue (Quelle: Schlicke et. al (2023))



c) Aussparungen in massiven Wasserbauwerken (Quelle: Erläuterungen zum BAWMRZ (2025)[7])

Abbildung 2: Übersicht der betrachteten Sonderfälle

2.4 Rechenwerte und Hintergrundinformationen

Um auf eine Rückkoppelung der Planung mit der Baudurchführung, welche zu einer Neudimensionierung der risssteuernden Bewehrung hinauslaufen könnte, zu vermeiden, sind Materialeingangsgrößen als Rechenwerte in Abhängigkeit der vorgesehen Betondruckfestigkeitsklasse festgelegt. Diese brauchen in der Baudurchführung nicht überprüft zu werden, da die möglichen materialtechnischen Streuungen im Bemessungsapparat bereits berücksichtigt sind.

Die adiabatische Temperaturerhöhung des Betons $\Delta T_{\text{adiab},7d}$ wurden gemäß ZTV-W LB 215 [8] einheitlich mit den oberen Grenzwerten festgelegt. Bei der Bemessung für massive Sohlen und vergleichbare Bauteile darf sie mit 36 K und bei massigen Wänden und vergleichbaren Bauteilen mit 43 K angenommen werden.

Für die Temperaturbeanspruchung in der Nutzungsphase infolge klimatischer Einwirkungen empfiehlt **BAWMRZ** [6] Temperaturansätze als Basis für die Verformungseinwirkung des späten Zwangs. Mit der ZTV-W LB 215 (2025) sind diese für massive Verkehrswasserbauwerke verbindlich anzuwenden. Sie sind damit im Sinne der DIN 19702 [9] als detaillierte Betrachtung der Temperatureinwirkung für den späten Zwang zu begreifen. Mit den Ansätzen des **BAWMRZ** [6] ist die Zwangsbeanspruchung für die Bemessung von massiven Wasserbauwerken vollständig erfasst. Bei üblichen Bauwerksgeometrien kann die statische Analyse des Tragwerkes einschließlich erforderlicher Ermüdungsnachweise damit i.d.R. in Haupttragrichtung des Bauwerkes ohne weitere Überlagerung mit der Zwangsbeanspruchung erfolgen.

3 Bemessung im verformungskompatiblen Ansatz nach BAWMRZ – Bemessungsbeispiel und Parameterstudien

Um mit der Bemessung nach **BAWMRZ** [6] das Ziel eines wirtschaftlichen Bemessungsergebnisses für massige Bauteile des Verkehrswasserbaus sicherzustellen, ist es für Planende, Baudurchführende, Bauüberwachende und Prüfende gleichermaßen essentiell, die zahlreichen Einflussgrößen und Bemessungsparameter auf ihre Auswirkung bezüglich der erforderlichen Bewehrung einschätzen zu

können. Um hier ein breites Verständnis über die Einflüsse wesentlicher Einflussfaktoren zu erhalten, wurden Parameterstudien durchgeführt und die Einflussfaktoren entsprechend der Ergebnisse eingeordnet. Die Parameterstudien sowie die Einordnung der verschiedenen Einflussfaktoren werden nachfolgend vorgestellt. Als Einstieg in die Problematik wird die Berechnung einer Mindestbewehrung nach EC2 (DIN EN 1992-1-1:2011-01) [3] inkl. dem nationalen Anhang für Deutschland (DIN EN 1992-2/NA:2013-04) [10] mit den Ergebnissen aus der Bemessung im verformungskompatiblen Ansatz gegenübergestellt. Dabei wird der Vorteil des Bemessungsansatzes gem. **BAWMRZ** [6] deutlich.

3.1 Gegenüberstellung von Bemessungsergebnissen der risssteuernden Mindestbewehrung nach BAWMRZ vs EC2

In den letzten Jahren war bei Planungen im Verkehrswasserbau vermehrt zu beobachten, dass für die Ermittlung der Mindestbewehrung infolge Zwangs eine Bemessung nach MFZ (2011) [2] für den frühen Zwang und zusätzlich eine Bemessung nach EC2 [3] für den späten Zwang mit dem Ansatz von Risschnittgrößen durchgeführt wurde. Hierzu muss man feststellen, dass die Bemessung der risssteuernden Zwangsbewehrung nach EC2 [3] bei massigen Bauteilen des Verkehrswasserbaus den Bestrebungen zum wirtschaftlichen Bauen zuwiderläuft und den wirtschaftlichen Bemessungsansatz im verformungskompatiblen Bemessungsansatz konterkariert.

Das Bemessungsbeispiel der Schleuse hatte folgende Annahmen für den Nachweis nach EC2 [3]:

Eingangsgrößen:

Beton: C25/30; $\varnothing 28$ mm; $f_{ctm}=2,6$ N/mm²

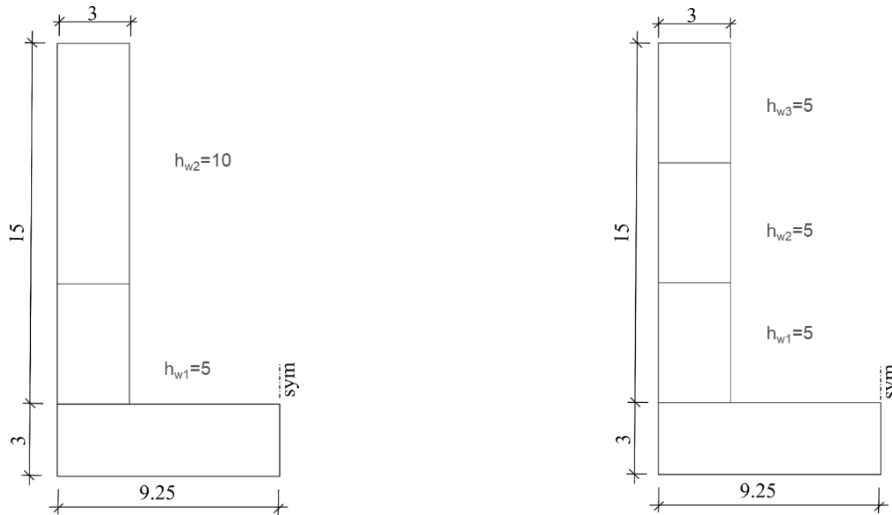
Sohle: $d = 3$ m; $d_1 = 116$ mm

Wände: $d = 3$ m; $d_1 = 90$ mm;

Die sonstige Schleusengeometrie hat für die Zwangsbemessung mit Risschnittgrößen gemäß EC2 keine Relevanz.

Die erforderliche Bewehrung bei der Bemessung mit Risschnittgrößen nach EC2 [3] sind in Tabelle 1 dargestellt.

Daneben wurde eine Referenzschleuse mit 15 m Wandhöhe nach **BAWMRZ** [6] untersucht und den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt. Hierzu sei angemerkt, dass die Betonageabschnittshöhen



a) Variante 1: zwei Wandbetonageabschnitte

b) Variante 2: drei Wandbetonageabschnitte

Abbildung 3 Schleusenquerschnitt

der Wände wie in der Baumaßnahme vorgesehen mit zwei Wandbetonageabschnitten gemäß Abbildung 3 a) und zusätzlich eine Variation mit drei Wandbetonageabschnitten gemäß Abbildung 3 b)

Die Betonageabschnittslängen sind mit 30 m bei Vorkopfbetonagen gewählt. Als Ausgangsbasis für die relevanten Betonkennwerte wurde die Betondruckfestigkeit der Sohle mit C20/25 und der

Tabelle 1 Erforderliche Zwangsbewehrung bei Bemessung nach EC2

Bauteil / Lage	Durchmesser	Erforderliche Bewehrung
Sohle untere Lage	ø28 mm	70,0 cm ² /m
Sohle obere Lage	ø28 mm	77,0 cm ² /m
Wände (innen + außen)	ø28 mm	69,0 cm ² /m

Tabelle 2 Erforderliche Zwangsbewehrung bei Bemessung nach MRZ bei zwei Wandabschnitte gemäß Abbildung 3 a).

Bauteil / Lage	Durchmesser	Erforderliche Bewehrung
Sohle untere Lage	ø25 mm	28,1 cm ² /m
Sohle obere Lage	ø25 mm	25,5 cm ² /m
Wände (innen + außen)	ø25 mm	39,0 cm ² /m

Tabelle 3 Erforderliche Zwangsbewehrung bei Bemessung nach MRZ bei drei Wandabschnitte gemäß Abbildung 3 b).

Bauteil / Lage	Durchmesser	Erforderliche Bewehrung
Sohle untere Lage	ø25 mm	28,1 cm ² /m
Sohle obere Lage	ø25 mm	25,5 cm ² /m
Wände (innen + außen)	ø25 mm	30,3 cm ² /m

untersucht wurde.

Die adiabatische Temperaturerhöhung wurde dabei gemäß ZTV-W LB 215 [8] für die Sohle mit $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 36\text{K}$ und für die Wand mit $\Delta T_{\text{adiab},7d} = 42\text{K}$ angenommen.

Diese Werte können im Binnenbereich grundsätzlich auch eingehalten werden. Im Bereich von Meerwasserbauwerken sind abweichende Temperaturgrenzwerte im BAWMerkblatt „Bau und Instandsetzung massiver Wasserbauwerke im Meerwasserbereich (2025)“ (MBM) [11] festgelegt.

Wände mit C25/30 gewählt.

Die Bemessungsergebnisse, die mit dem verformungskompatiblen Bemessungsansatz gemäß **BAWMRZ** [6] erzielt werden, sind in Tabelle 2 (für zwei Wandbetonageabschnitten) und Tabelle 3 (für drei Wandbetonageabschnitten) gegenübergestellt.

Beim Vergleich der jeweiligen Bemessungsergebnisse wird am betrachteten Beispiel zum einen deutlich, dass die Zwangsbemessung mit Risschnittgrößen gemäß EC2 [3] zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führt, da die erforderliche Bewehrung gegenüber der Bemessung nach **BAWMRZ** [6] teils mehr als das doppelte erfordert. Zum anderen steigt der Bewehrungsaufwand auf der Baustelle bei einer derart hohen Bewehrungsmenge signifikant an, da mehrere Bewehrungslagen mit großem Durchmesser erforderlich werden. Ergänzend ist zu erwähnen, dass in der Bemessung nach EC2 [3] im vorliegenden Fall eine reduzierte Zugfestigkeit ($0,8 \cdot f_{ctm}$) angesetzt wurde. Im Vergleich zum Bemessungsmodell nach **BAWMRZ** [6] erscheint diese Annahme nicht nur willkürlich, sondern verfehlte auch das Ziel einer wirtschaftlichen Bemessung.

Bei der Bemessung nach **BAWMRZ** [6] kommt man im betrachteten Fall mit einer außenliegenden Bewehrungslage mit moderatem Bewehrungsgehalt zurecht, was eine erhebliche Auswirkung auf die Wirtschaftlichkeit und Ressourcenschonung zur Folge hat. Weiterhin wird ersichtlich, dass die geometrischen Einflussgrößen, die aus der Anzahl der Wandbetonageabschnitte und damit aus den Betonageabschnittshöhen der Wände erwachsen, einen nennenswerten Einfluss auf das Bemessungsergebnis haben.

Die Betonage der Wände mit zwei Wandabschnitten gemäß Abbildung 3 a) hat gegenüber der Lösung mit drei Wandabschnitten gemäß Abbildung 3 b) eine Bewehrungszunahme in den Wänden von ca. 30% zur Folge.

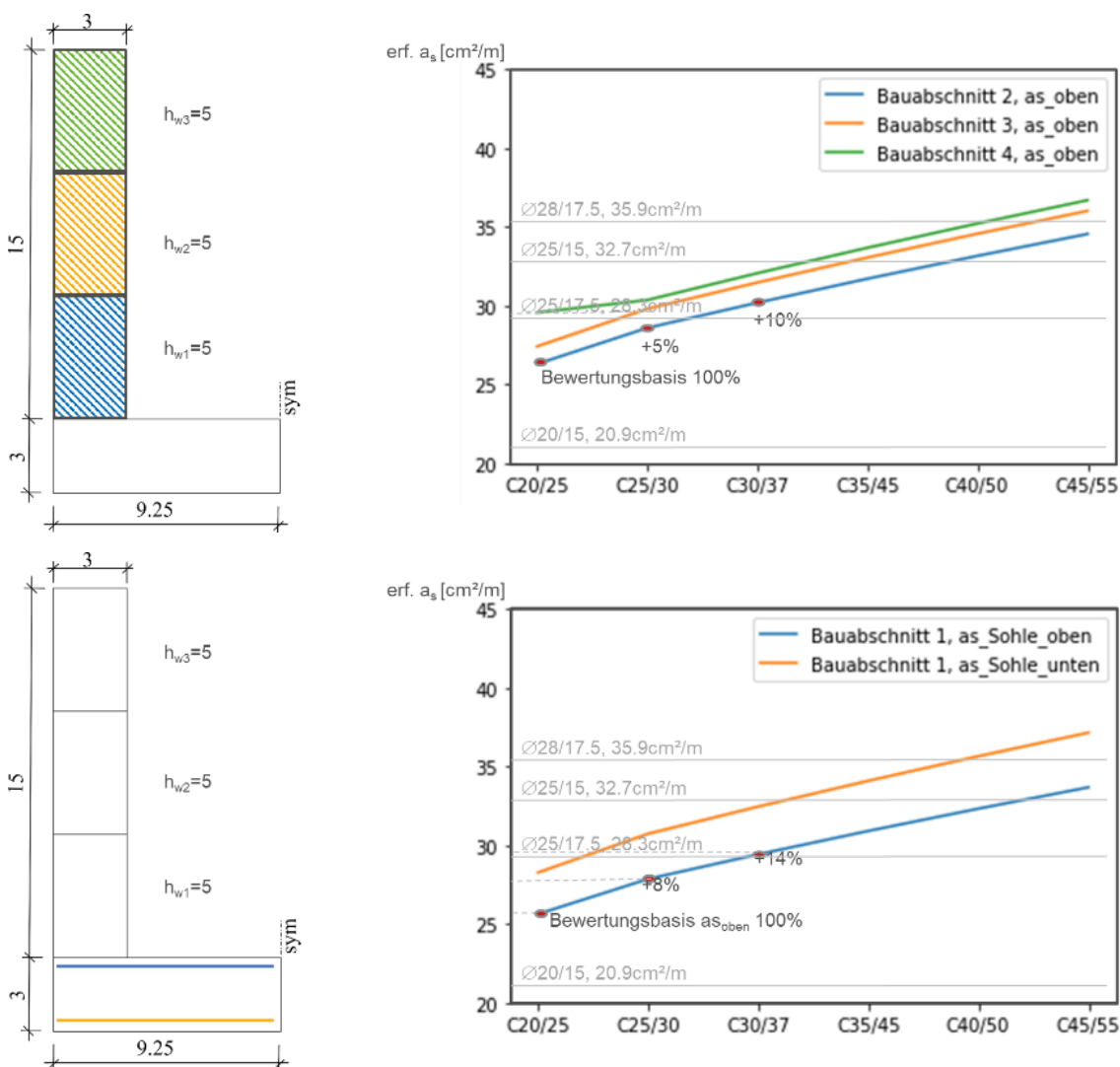


Abbildung 4 Parameterstudie über die Festigkeitsklasse, oben: Wandbewehrung, unten: Sohlbewehrung.

3.2 Durchgeführte Parameterstudien

Zur Einordnung der wesentlichen Einflussparameter für die Bemessung nach **BAWMRZ** [6] erfolgten Parameterstudien für folgende relevante Eingangswerte:

- Betonfestigkeitsklassen (als Basis für die eingehenden Betoneigenschaften)
- Die adiabatische Temperaturerhöhung nach 7 Tagen, $\Delta T_{\text{adiab},7d}$
- Stabdurchmesser der Bewehrung
- Betonüberdeckungen
- Betonageabschnittshöhen
- Bauteildicken

Exemplarisch werden ausgewählte Ergebnisse für Sohle und Wand mit drei gleich hohen Betonageabschnitten der Wand dargestellt. Abbildung 4 zeigt

den Einfluss der Betonfestigkeitsklasse und Abbildung 5 den Einfluss der adiabatischen Temperaturerhöhung des Betons auf das Bemessungsergebnis. Der Einfluss der Betonageabschnittshöhen ist den Tabellen 2 und 3 zu entnehmen. Bezüglich der Ergebnisse der Parameterstudien zu den Einflussgrößen von Stabdurchmesser, Betonüberdeckung, und Bauteildicken sei hier auf die Vortragsfolien verwiesen.

Hervorzuheben ist, dass der Einfluss der möglichen Bandbreite von $\Delta T_{\text{adiab},7d}$ einen eher untergeordneten Einfluss hat. Gleiches gilt für den Einfluss der Betonfestigkeitsklasse. Hingegen haben der Bewehrungsstabdurchmesser sowie die Betonüberdeckung einen großen Einfluss.

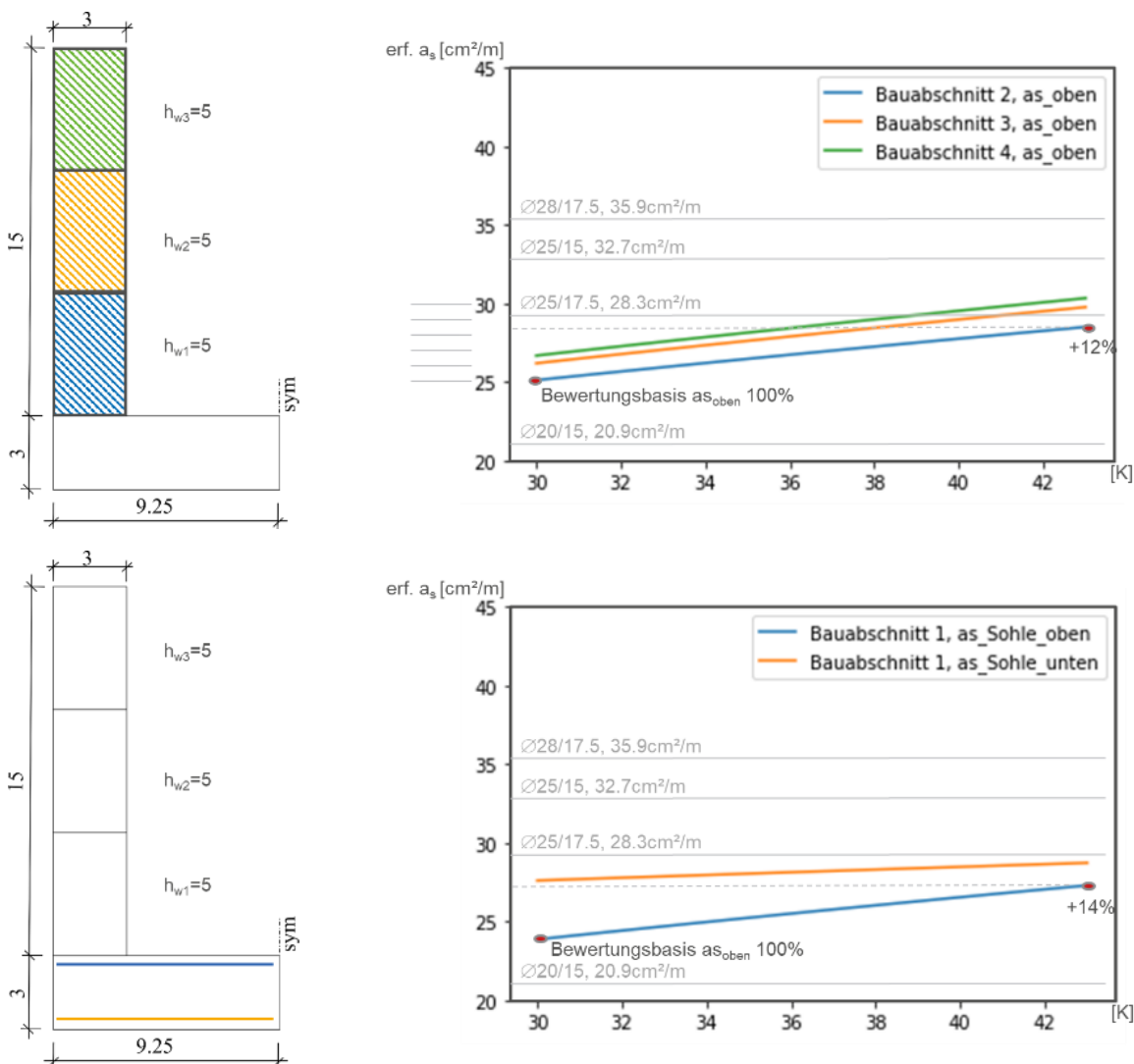


Abbildung 5 Parameterstudie über die adiabatische Temperaturerhöhung, oben: Wandbewehrung, unten: Sohlbewehrung.

Daraus lässt sich aus Gründen der Wirtschaftlichkeit folgende Konstruktionsempfehlung für die risssteuernde Zwangsbewehrung ableiten:

- Die Zwangsbewehrung in Bauwerkslängsrichtung sollte möglichst als äußere einlagige Bewehrungslage mit geringem Stabdurchmesser angestrebt werden.
- Bei der Planung und Bemessung im Rahmen der Ausführungsplanung einer Baumaßnahme sind die in der Entwurfs- bzw. Ausschreibungsplanung definierten Bedingungen der Betonageabschnittsplanung zu beachten.
- In der Planungsphase kann bei Wänden durch Begrenzung der Betonageabschnittshöhen die Zwangsbeanspruchung reduziert werden, so dass ein wirtschaftliches Bemessungsergebnis erzielt wird. Die entsprechenden Betonageabschnittshöhen sind Basis für die Ausführungsphase.

Es ist zu beachten, dass für die Nachweisführung die in Folge der Expositionsclassen gewählten Betonfestigkeitsklasse für die anzunehmenden Rechenwerte gemäß EC2 Tabelle 3.1 [3] maßgebend sind und eine Verifizierung im Bauvertrag gemäß **BAWMRZ** [6] nicht vorgesehen ist. Wichtig ist aber, den Beton entsprechend der erforderlichen Festigkeitsklasse zu bestellen. Die dann erwartbaren Streuungen der realen Festigkeitseigenschaften sind mit der Bemessung nach **BAWMRZ** [6] abgedeckt.

Weiterhin ist festzuhalten, dass die anzusetzenden adiabatischen Temperaturerhöhungen aus den Festlegungen der Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen Wasserbau Leistungsbereich 215 (ZTV-W LB 215) (2025) [8] bei der Planung zu berücksichtigen sind. Damit wird der Planungs- und Bauprozess bezüglich dieser Eingangsgrößen voneinander entkoppelt. Die Bemessung erfolgt entsprechend auf der sicheren Seite. Die Auswirkung auf die Wirtschaftlichkeit ist insofern vertretbar, als dass die etwaige Überschätzung der adiabatischen Temperaturerhöhung, wie Abbildung 5 verdeut-

Tabelle 4 Gegenüberstellung des Einflusses verschiedener Eingangsgrößen auf das Bemessungsergebnis.

Auswirkung wesentlicher Einflussparameter bei Bemessung nach MRZ Stand 2024 entsprechend der durchgeführten Parameterstudien und bautechnologisch relevanter Spektren										
Bauteile	geometrische Einflussgrößen							Materialtechnische Einflussgrößen Beton		
	Betonageabschnitts-hoehen Wände	Bauteildicken im betrachteten Spektrum von 3m bis 6m	spektrale Betonüberdeckung c _{nom}			spektrale relevanter Betonstabdurchmesser		Spektrale relevanter Betonfestigkeitsklasse		Spektrale möglicher $\Delta T_{\text{ad,ab}}$ 30K bis 44K
			60-70	60-80	60-100	Ø20-25	Ø20-28	von C20/25 bis C25/30	von C20/25 bis C30/37	
Wandbewehrung	++	-	+	++	+++	+	++	-	+	+
oberes Zugband	+	-	+	++	+++	+	++	-	+	-
Sohlbewehrung										
- obere	-	+	+	++	+++	+	++	-	+	+
- untere	-	++ *)	+	++	+++	+	++	-	+	-

- geringer Einfluss

+ +10 bis 25% im betrachteten Spektrum

++ +25 bis 50% im betrachteten Spektrum

+++ >50% im betrachteten Spektrum

**Die Variation der Bauteildicke führt auch zu geometrischen Veränderungen des Gesamtquerschnittes (Schwerpunktlage, Gesamthöhe) wodurch im vorliegenden Fall die Auswirkung aus dem späten Zwang in Folge Temperatur am unteren Zugband anwachsen*

Eine Übersicht der Auswertung der am Beispiel gemäß Abbildung 3 b betrachteten Einflussfaktoren ist in Tabelle 4 zusammengestellt. Anzumerken ist für die Untersuchung über die Bauteildicken (Tabelle 4 Spalte 3), dass die Bewehrungszunahme der unteren Sohlbewehrung aus geometrischen Veränderungen und Verschiebung der Schwerpunktlage am Gesamtquerschnitt heraus erwächst und damit mittelbar mit der Plattendickenveränderung zusammenhängt.

licht, nur geringfügig auf das Bemessungsergebnis durchschlägt.

4 Zusammenfassung

Die Ermittlung der Mindestbewehrung nach EC2 auf Basis der Risskraft führt zu hohen Bewehrungsmengen. Für massige Bauteile im Verkehrswasserbau ist dieser Ansatz ungeeignet und gemäß ZTV-W LB 215 (2025) [8] nicht zulässig. Die Bemessung nach **BAWMRZ** [6] führt außerdem zu

wirtschaftlicheren Bewehrungsmengen. Die Herstellfolgen und Betonagehöhen von Wandabschnitten haben im Berechnungsmodell nach **BAWMRZ** [6] signifikanten Einfluss auf die erforderliche Bewehrung und sind bereits bei der Ausschreibungsplanung relevant. Das mögliche Spektrum der adiabatischen Temperaturerhöhung des Betons hat einen geringen Einfluss. Das mögliche Spektrum der Betonageabschnittshöhen hat einen großen Einfluss. Übermäßig hohe Betonageabschnittshöhen von Wänden sind für die Baudurchführung herausfordernd. Sie wirken sich nachteilig auf die erforderliche risssteuernde Bewehrung aus und sollten daher vermieden werden.

Bei intelligenter Planung unter Berücksichtigung der für die Größe der erforderlichen risssteuernden Zwangsbewehrung wesentlichen Einflussparameter wird bei der Zwangsbemessung gemäß **BAWMRZ** [6] eine wirtschaftliche risssteuernde Bewehrung sichergestellt.

Wichtig ist im Kontext einer wirtschaftlichen Zwangsbemessung, zu beachten, dass die Ergebnisse der Bemessung für frühen und späten Zwang eine Abschätzung der erforderlichen Bewehrung für einen gewählten Rechenwert der Rissbreite (90% - Fraktilwert gemäß DIN 19702 [9]) darstellen, wobei sich die materialtechnischen Eingangsgrößen aus der gewählten Festigkeitsklasse gemäß EC2 [3] ergeben und als Rechenwerte betrachtet werden. Erwartbare Streuungen der realen Materialkenngrößen führen nicht zur Neubemessung! Lageungenauigkeiten der Bewehrung bzw. Toleranzen in der Bauausführung können die Ergebnisse auch beeinflussen. Auch hieraus können größere Rissbreiten entstehen. Daher regelt die ZTV-W LB 215 [8] im Teil 3, 11.4 (4), dass die Betondeckung am fertigen Bauteil von geschalteten und freien Bauteiloberflächen das Nennmaß c_{nom} höchstens um 20 mm überschreiten. Diese Überschreitung ist mit der Bemessung nach **BAWMRZ**(2025)[6] abgedeckt. Bei größeren Überschreitungen sind zusätzliche Maßnahmen zu ergreifen und mit dem Planer abzustimmen.

Falls vereinzelt größere Risse festgestellt werden, ist das hinnehmbar, da dieses Risiko nur durch eine deutliche Überbemessung reduziert werden könnte. Es wird empfohlen baubegleitende Risskartierung sowie Leistungspositionen für Rissverpressungen im Bauvertrag vorzusehen.

5 Literatur

- [1] Bödefeld, J.: *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 92, Karlsruhe, 2010
- [2] BAW MFZ: *BAWMerkblatt Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Massivbau, Karlsruhe, 2011
- [3] DIN EN 1992-1-1:2011-01: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2011
- [4] Schlicke, D.: *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton*, 2. Überarbeitete Auflage, Verlag der TU Graz, Graz, 2016
- [5] Turner, K.: *Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke*, Bundesanstalt für Wasserbau, BAWDissertationen,2, Karlsruhe, 2020
- [6] BAW MRZ: *BAWMerkblatt Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien), Karlsruhe, 2025
- [7] Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): *Erläuterungen zum BAWMerkblatt Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken MRZ*, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien), Karlsruhe, 2025
- [8] ZTV-W LB 215: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215)*. Bundesministerium für Digitales und Verkehr, Karlsruhe, 2025
- [9] DIN 19702:2013-02: *Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit*
- [10] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2013

- [11] BAW MBM: *BAWMerkblatt Bau und Instandsetzung massiver Wasserbauwerke im Meerwasserbereich (MBM)*, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW-Merkblätter, -Empfehlungen und -Richtlinien), Karlsruhe, 2025

Das Karosseriegebäude von BMW in München – ein komplexer Industriebau auf engem Raum in kurzer Bauzeit

Andreas Pürgstaller, Hannes Fischnaller
Bergmeister GmbH

KURZFASSUNG:

Der vorliegende Beitrag beschreibt die Planung und Umsetzung des neuen Karosseriegebäudes am BMW-Standort München unter besonderer Berücksichtigung digitaler Planungsmethoden, industrialisierter Fertigungsprozesse und optimierter Tragwerkslösungen. Aufgrund hoher terminlicher Anforderungen, beengter Baustellenlogistik sowie der Ausführung im laufenden Werksbetrieb wurden zahlreiche Bauteile von einer ursprünglich vorgesehenen Ortbetonbauweise in Fertigteilkonstruktionen überführt.

Die Grundlage für Planung, Fertigung und Montage bildete ein durchgängiger BIM-basierter Prozess mit modellbasierter Koordination, Kollisionsprüfung sowie 4D-Terminplanung. Ein Schwerpunkt lag auf der Entwicklung wirtschaftlicher Fertigteilkonzepte für Kerne und Schächte, dessen Trag- und Bauzustände mithilfe numerischer 3D-FE-Modelle untersucht wurden. Ergänzend kamen vorgespannte Stahlbetonfertigteilstützen sowie optimierte Verbundtragwerke zum Einsatz, um Materialeinsatz, Montageaufwand und Geschwindigkeit zu optimieren.

Das Projekt zeigt exemplarisch, wie durch die Kombination aus digitaler Planung, automatisierter Vorfertigung und integraler Projektabwicklung Produktivität, Qualität und Terminsicherheit im Industriebau gesteigert werden können.

1 Einleitung und Projektübersicht

Mit dem neuen Karosseriebau am BMW-Standort BMW in München entsteht ein komplexer Industriebau, der beispielhaft für die zunehmende Digitalisierung und Industrialisierung im Bauwesen steht. Während die Bauindustrie weltweit rund 13 % zum globalen Bruttoinlandsprodukt beiträgt, bleibt ihre Produktivitätsentwicklung jedoch hinter anderen Industriezweigen deutlich zurück [1]. Das Projekt zeigt, wie digitale Planung, hohe Vorfertigungsgrade und industrialisierte Bauprozesse zur Effizienzsteigerung im Industriebau beitragen können. Der Neubau entsteht auf dem Gelände des ehemaligen Lackierereigebäudes und wird direkt an bestehende Werkshallen angeschlossen. Gemeinsam mit dem südlich angrenzenden Gebäude bildet der Neubau künftig einen zusammenhängenden Gebäudekomplex innerhalb des Werks.

Die Planung stammt von Baader Mack Architekten. Die Entwurfs- und Genehmigungsstatik wurde durch Köppl Ingenieure erstellt. Bergmeister Ingenieure verantwortete im Auftrag des Generalunternehmers Max Bögl die Ausführungs-, Werk- und Montageplanung für Roh- und Stahlbau.

Das Gebäude besitzt eine Grundfläche von rund 205×85 m und erreicht eine Höhe von etwa 40 m. Die Konstruktion umfasst drei Produktionsebenen mit unterschiedlichen Tragwerkssystemen. Im Erdgeschoss und ersten Obergeschoss wurde eine Stahl-Beton-Verbundbauweise mit einem Raster von 14×8 m gewählt. Das zweite Obergeschoss wurde als Stahlkonstruktion mit Verbundstützen und einem Raster von 16×28 m ausgeführt. Die Aussteifung erfolgt bis zum ersten Obergeschoss über Stahlbetonkerne, darüber über ein Stahlrahmensystem.

Für die Produktionsbereiche wurden Nutzlasten bis 50 kN/m^2 im Erdgeschoss bzw. 20 kN/m^2 in den



Abbildung 1 Rendering Karosseriegebäude BMW von Baader Mack Architekten (links) und Baustellenfoto (rechts, Foto: Mohan Noronha, BMW Group)

oberen Ebenen angesetzt. Die Konstruktion wurde mit Ausnahme des Dachs in der Feuerwiderstandsklasse R90 ausgeführt.

Eine besondere Herausforderung stellten die beengten bauphysikalischen Randbedingungen dar. Das Rendering und Baustellenfoto in Abbildung 1 verdeutlichen die engen Platzverhältnisse. Der Neubau ist auf drei Seiten von bestehenden Produktionsgebäuden umschlossen, wodurch der Bauablauf nur in einer Richtung erfolgen konnte. Gleichzeitig lief die Produktion während der gesamten Bauzeit weiter. Die kurze Bauzeit von Mai 2023 bis Ende 2024 war nur durch eine konsequent digitale und integrale Planung mit hohem Vorfertigungsgrad möglich.

2 4D BIM-Planung als Grundlage für Qualität und Terminsicherheit

Das Projekt wurde vollständig als BIM-Projekt umgesetzt. Die Modelle wurden bis LOD400 entwickelt und dienten neben der Planung auch der Fertigungs-, Montage- und Übergabedokumentation. Sämtliche Fachmodelle, wie das Tragwerksmodell in Abbildung 2, wurden über cloudbasierte Plattformen koordiniert und laufend aktualisiert.

Regelmäßige Kollisions- und Attributprüfungen ermöglichten die frühzeitige Erkennung von Planungsfehlern. Konflikte wurden zentral dokumentiert und den jeweiligen Fachplanern zugewiesen. Dadurch konnten spätere Anpassungen auf der Baustelle deutlich reduziert werden.

Die 3D-Planung bildete zugleich die Grundlage für Fertigteilverwaltung und Ausführung. 2D-Pläne wur-

den direkt aus dem Modell generiert. Zusätzlich enthielt das Modell Informationen zu Fertigung, Lieferung und Montage der einzelnen Bauteile.

Neben geometrischen Informationen wurden auch Mengen, Flächen, Kosten und Terminabläufe modellbasiert verwaltet. Der Generalunternehmer Max Bögl ergänzte die Modelle um Termininformationen zu einem 4D-Modell, wodurch Fertigung, Transport und Montage präzise koordiniert werden konnten.

Die modellbasierte Planung trug wesentlich zur Sicherstellung von Qualität, Termintreue und effizienten Montageabläufen bei.

3 Umplanung von Ortbeton in Fertigteile und Industrialisierung der Bauweise

Im ursprünglichen Entwurf waren sämtliche Kerne und Schächte als Ortbetonkonstruktionen vorgesehen. Im Zuge der Ausführungsplanung wurde dieses Konzept gezielt hinsichtlich Bauzeit, Materialeffizienz und industrieller Herstellbarkeit optimiert.

Nicht aussteifende Schächte sowie Kerne oberhalb der 22-m-Ebene wurden vollständig als Vollfertigteile ausgeführt. Die aussteifenden Kerne bis zu dieser Höhe verblieben überwiegend in Ortbeton bzw. wurden teilweise als Doppelwände umgesetzt.

Eine wesentliche Herausforderung bestand in der Überführung der ursprünglich durchgehenden Ortbetonstrukturen in ein segmentiertes Fertigteilsystem. Die Kerne waren in der ursprünglichen Planung nicht über die gesamte Gebäudehöhe kontinu-

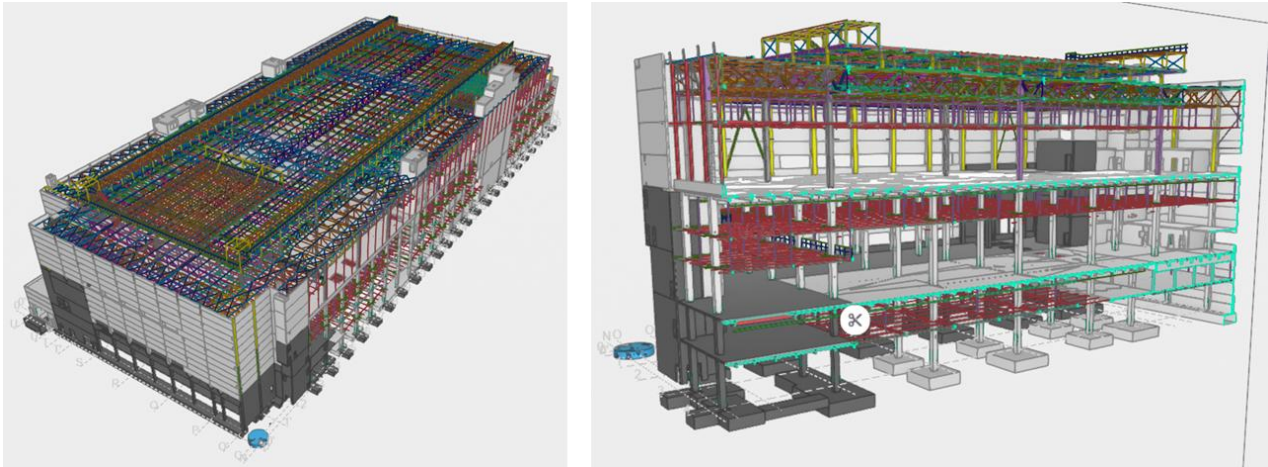


Abbildung 2 BIM Fachmodell Tragwerksplanung Gesamtmodell (links) und Schnitt durch das Modell (rechts)

ierlich ausgebildet, zudem sollten die Schächte geschossweise an die Kerne „hängend“ angeschlossen werden. In Kombination mit den vergleichsweise geringen Tragreserven der Verbunddecken ergaben sich dadurch anspruchsvolle Randbedingungen für die Lastabtragung. Insbesondere die Ausbildung und Bemessung der Fugen und Verbindungen zwischen den Fertigteilen erforderte spezielle konstruktive Lösungen, um die erforderliche Kraftübertragung zu gewährleisten.

Die Fertigteilwände werden bei Max Bögl in einem hochindustrialisierten Produktionsprozess hergestellt (s. Abbildung 3). Die 3D-Planungsdaten werden direkt zur Steuerung automatisierter Biegeschweißanlagen genutzt, die Bewehrungsmatten schweißen und biegen. Ziel ist eine standardisierte Bewehrungsführung ohne Einzelstäbe, um roboter-gestützte Fertigungsprozesse zu ermöglichen. Im Zuge der Optimierung konnten Wandstärken teilweise von 30 cm auf 18 cm reduziert werden, wodurch erhebliche Materialeinsparungen erzielt

wurden, als Beitrag zu ressourceneffizientem Bauen (vgl. [2]).

Die Fertigteilbauweise ermöglichte eine beschleunigte Montage, reduzierte den Personalaufwand auf der Baustelle und verbesserte die logistische Abwicklung unter den beengten Baustellenbedingungen.

Auszugsweise wird ein Kern aus FT Lösung nachfolgend näher beschrieben. Weiterführende Infos und weitere umgesetzte Lösungsansätze finden sich in [3].

4 Fertigteilbasierte Umsetzung des Kerns AUS002

Als zentrales Beispiel der Umplanung dient der Kern AUS002 mit Lastenaufzügen, Treppenhaus und angrenzenden Schächten. Bis zur 22-m-Ebene wurde der Kern in Ortbeton bzw. teilweise als Doppelwand ausgeführt. Oberhalb dieser Ebene erfolgte die Umsetzung vollständig in Fertigteilbauweise, siehe Abbildung 4.

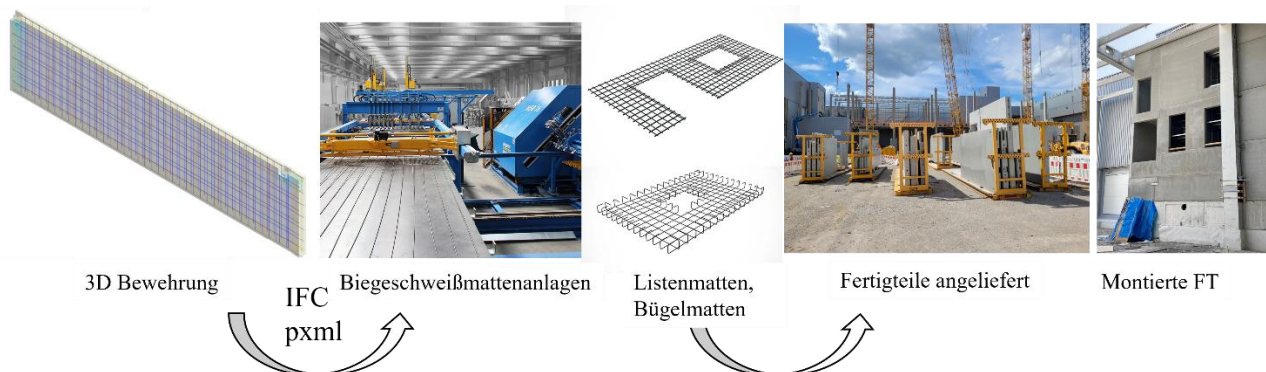


Abbildung 3 Fertigteile abgeleitet vom 3D BIM Modell, Biegeschweißanlagen zur automatisierten Bewehrungskonfiguration, gelieferte und montierte Fertigteilwände auf der Baustelle, Fotos von Bergmeister

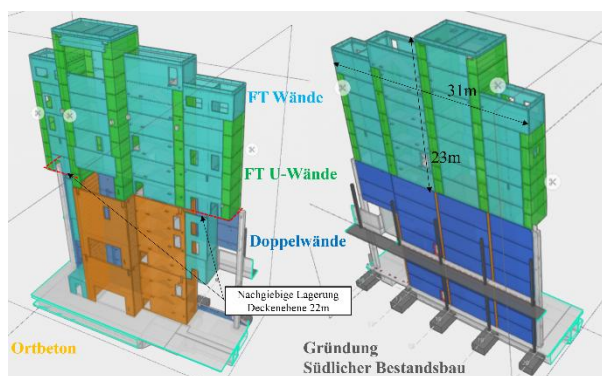


Abbildung 4 3D Modell des Kerns AUS002, Ansicht von Norden (links) und vom Süden (rechts)

Die südliche Kernwand musste aufgrund der eingeschränkten Platzverhältnisse als Doppelwand realisiert werden, da konventionelle Schalungssysteme nicht eingesetzt werden konnten.

Eine besondere Herausforderung stellte die Lastabtragung der seitlichen Schächte dar, die lediglich auf den vergleichsweise nachgiebigen Verbunddecken auflagerten. Hierfür wurden spezielle Anschluss- und Verbindungslösungen entwickelt.

Zur Umsetzung wurde ein Fertigteilkonzept mit U-förmigen Wandelementen entwickelt, die im Bauzustand ohne zusätzliche Abstützungen montiert werden konnten. Ergänzende gerade Wandelemente vervollständigten den Kern geschossweise.

Die Verbindung der Fertigteile erfolgte über Schlaufenanker, Schubdorne sowie horizontale Wandschuhe mit Tragfähigkeiten bis 400 kN. Zur Absicherung der Bau- und Lastzustände wurden detaillierte numerische 3D-FE-Modelle eingesetzt. Dabei wurden sowohl globale Tragwirkungen als auch lokale Anschlussbereiche untersucht.

Besonders wichtig war die Unterscheidung verschiedener Grenzzustände: Zum einen wurde ein Szenario mit steifer Lagerung auf Höhe der 22-m-Ebene betrachtet, das maßgebend für die Lasten in den Verbunddecken war. Zum anderen wurde eine elastische Lagerung der seitlichen Schächte angesetzt, um die Verformungen und Beanspruchungen der Verbindungsmittel realistisch abzubilden. Ergänzend zu den globalen Modellen wurden lokale Nachweise und ingenieurmäßige Vereinfachungen eingesetzt, da eine reine Betrachtung am 3D Eingussystem das reale Tragverhalten nicht ausreichend beschreibt.

Ein weiterer wesentlicher Vorteil ergab sich durch den Einsatz vollständig vorgefertigter Deckenelemente und Treppenbauteile, wodurch temporäre Unterstützungen in rund 40 m Höhe vermieden werden konnten. Montagezustände sowie der fertig montierte Kern sind in Abbildung 5 ersichtlich. Die Kombination aus optimierter Fertigteilgeometrie, abgestimmten Verbindungssystemen und detaillierter numerischer Analyse ermöglichte eine wirtschaftliche und sichere Umsetzung unter sehr begrenzten Montagebedingungen.

5 Optimierte Stahlbetonfertigteilstützen mit Vorspannung

Im Zuge der Ausführungsplanung wurde das ursprünglich vorgesehene Konzept von Verbundstützen durch vorgespannte Stahlbetonfertigteilstützen ersetzt.

Die bis zu 24 m langen Stützen wurden mit quadratischen Querschnitten von 70×70 cm und Betonfestigkeiten bis C80/95 hergestellt. Zur Sicherstellung der Rissfreiheit während Transport und Montage wurden je Stütze zwölf Spannglieder eingebaut (vgl. Abbildung 6).

Diese Bauweise brachte mehrere projektspezifische Vorteile mit sich: Zum einen konnte durch das gezielte Überdrücken des Querschnitts eine rissfreie Transportfähigkeit erreicht werden, obwohl der Längsbewehrungsgrad deutlich reduziert wurde. Zum anderen ermöglichte die Kombination aus niedriger Bewehrungsdichte, kurzen Ausschallfristen und dem Einsatz vorgefertigter Bügelmatten eine besonders effiziente industrielle Fertigung. Darüber hinaus führten die vorgespannten Stützen zu geringeren Verformungen im Montagezustand, was insbesondere im Hinblick auf die hohen Toleranzanforderungen der anschließenden Stahlkonstruktionen von Bedeutung war. Hintergründe zu vorgespannten Stützen finden sich unter anderem in [4].

Die Bemessung erfolgte nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens. Im Bauzustand wirkten die Stützen als hoch schlanke Kragstützen mit einer Schlankheit von etwa $\lambda = 230$. Im Endzustand als Pendelstützen.



Abbildung 5 Baustellenbilder Montage AUS002 im OG2: Montage einzelner U-Wände bis fertige Montage mit Stahlbau. Fotos: Bergmeister Ingenieure

Durch den Einsatz der Vorspannung konnte der erforderliche Längsbewehrungsgrad deutlich reduziert werden – von etwa $\rho = 0,98 \%$ auf rund $\rho = 0,37 \%$.

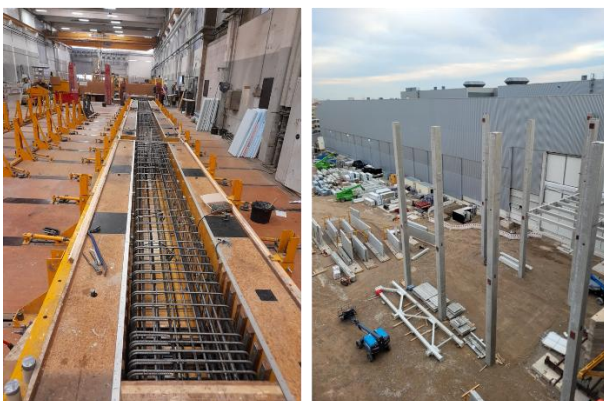


Abbildung 6 Vorgespannte Betonstütze in der Schalung (links) und auf der Baustelle. Foto links: Max Bögl, Foto rechts: Bergmeister

6 Verbundbau

Die Decken der Produktionsebenen wurden als massive Verbunddecken mit 22 cm starken Stahlbetonplatten ausgeführt. Die Hauptträger überspannen im Regelfeld 14 m und wurden als Verbundträger mit geschweißten H-Profilen ausgebildet, s. Abbildung 7.

Die geschweißten Querschnitte ermöglichten eine lastgerechte Optimierung von Flansch- und Stegdicken und damit eine materialeffiziente Auslegung. Über dem Logistikbahnhof kamen Verbundabfangträger mit Spannweiten bis 19 m sowie ein Verbundhängewerk mit 23 m Spannweite zum Einsatz. Weitere Details und Hinweise zu Brandschutznachweisen sind in [5] beschrieben.



Abbildung 7 Verbundhauptträger, Verbundnebenträger und Elementdeckenmontage
Foto: Bergmeister Ingenieure

7 Zusammenfassung

Der Neubau des Karosseriegebäudes am BMW-Standort München zeigt exemplarisch, wie digitale Planung, industrialisierte Fertigung und hohe Vorfertigungsgrade zur effizienten Umsetzung komplexer Industriebauten beitragen können. Unter engen terminlichen und logistischen Randbedingungen wurden zahlreiche Tragwerkselemente von Ortbeton- auf Fertigteilbauweise umgestellt und dabei hinsichtlich Materialeinsatz, Montage und Geschwindigkeit optimiert.

Die konsequente BIM-basierte Planung bildete die Grundlage für die Koordination von Planung, Fertigung und Montage. Insbesondere die Umsetzung des Kerns AUS002 verdeutlicht das Potenzial innovativer Fertigteil- und Verbindungskonzepte auch bei komplexen Randbedingungen. Ergänzend konnten durch den Einsatz vorgespannter Fertigteilstützen sowie optimierter Verbundtragwerke weitere Vorteile hinsichtlich Materialeffizienz und Bausegeschwindigkeit erzielt werden.

Das Projekt verdeutlicht, dass die Kombination aus digitaler Planung, automatisierter Vorfertigung und integraler Zusammenarbeit wesentliche Potenziale zur Steigerung von Produktivität, Qualität und Terminalsicherheit im modernen Industriebau bietet.

8 Literatur

- [1] MCKINSEY Global Institute (2017). *Reinventing Construction: A route to higher productivity*, Mc Kinsey Global Institute, February
- [2] Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D., Glock, C., Haist, M., Bergmeister, K., Voit,

- K., Beyer, D., Heckmann, M., Hondl, T., Hron, J., Kaufmann, F., Pürgstaller, A. and Schack, T. (2023). *Klima- und ressourcenschonendes Bauen mit Beton*. In 2024 Beton-Kalender (eds K. Bergmeister, F. Fingerloos and J.-D. Wörner). <https://doi.org/10.1002/9783433611494.ch2>
- [3] Pürgstaller A, Fischnaller H. *Digital planning, prefabrication and industrialized construction methods in a complex large-scale project in Munich*. *Structural Concrete*. 2025;26(4):4067–4082. <https://doi.org/10.1002/suco.70174>
- [4] Knitl, J.; Bergmeister, K.; (2024) *Robustness of prestressed concrete columns*. In Proceedings of the 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, S. 257-264
- [5] Pürgstaller, A., Fischnaller, H., Knitl, J. and Hilber, R. (2025), *BMW Karosserieneubau München: schnelles, effizientes und digitales Bauen*. *Bautechnik*, 102: 233-240. <https://doi.org/10.1002/bate.202400099>

Baudynamische Berechnung eines hochabgestimmten Blockfundaments für einen Hochleistungskompressor für Wasserstoff

DI Alois Zorn

Zorn & Nowy ZT GmbH, Wien, Österreich

DI Dr.techn. Timur Uzunoglu

convex ZT GmbH, Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Die sich neu entwickelnde Wasserstoffwirtschaft erfordert den Einsatz von Hochleistungskompressoren zur Verdichtung von gasförmigem Wasserstoff. Diese Kompressoren üben bei niedrigen Drehzahlen hohe dynamische Lasten zufolge oszillierender Kolbenkräfte in überwiegend horizontaler Richtung auf deren Fundamente aus Stahlbeton aus. Die rechnerische Nachweisführung erfordert eine präzise Betrachtung des Gesamtsystems Kompressor, Fundament und Baugrund. Zur Ermittlung der baulastischen Parameter des Baugrunds werden Crosshole-Tests durchgeführt, mittels denen die Laufzeit von Kompressions- und Scherwellen zwischen Bohrlöchern gemessen und daraus der Schubmodul G ermittelt wird. Die Modellierung des Baugrunds und die des Stahlbetonfundaments erfolgt nach unterschiedlichen Materialmodellen, somit wird die zutreffende Erfassung der Bauwerk-Baugrund Interaktion besonders wichtig. Im vorliegenden Fall wurde das Gesamtsystem zuerst mit der FE-Software PLAXIS 3D berechnet, und aus den ermittelten Setzungen zufolge der dynamischen Lasten der dynamische Bettungsmodul abgeleitet. Dieser Bettungsmodul wurde bei der darauffolgenden Ermittlung der Eigenfrequenzen und Schwingamplituden des Fundaments mit der FE-Software InfoCAD eingesetzt.

1 Einleitung

Das Konsortium aus Siemens Energy und STRABAG baut im Auftrag der OMV die 140 MW Elektrolyseanlage UpHy Large in Bruck an der Leitha, Österreich. Die Anlage wird an die Raffinerie Schwechat angebunden und der grüne Wasserstoff so für industrielle Prozesse nutzbar gemacht.

1.1 Aufgabenstellung

Der in der Elektrolyseanlage erzeugte Wasserstoff wird mittels zweier Hubkolbenkompressoren von Siemens Energy verdichtet, deren Fundamente auszulegen und baulastisch zu berechnen sind. Es muss sichergestellt werden, dass die Schwingamplituden des Fundaments bei Betrieb des Kompressors nicht den zulässigen Grenzwert überschreiten. Dazu muss der Baugrund verbessert,

und die Länge und Anordnung der dafür vorgesehenen Betonstopfsäulen bestimmt werden.

1.2 Herausforderungen

Die Hubkolbenkompressoren werden mit einer konstanten, niedrigen Drehzahl von 371 U/min (entspricht 6,18 Hz) betrieben, und haben systembedingt hohe dynamische Lasten zufolge oszillierender Kolbenkräfte. Diese dynamischen Lasten wirken nahezu ausschließlich in der horizontalen Ebene, sodass insbesondere die horizontalen Eigenfrequenzen zutreffend ermittelt werden müssen. Die niedrige Erregerfrequenz erfordert eine hohe Abstimmung des Fundaments (Verhältnis Eigenfrequenz Gesamtsystem zu Erregerfrequenz > 1), um Resonanzeffekte zu vermeiden. Somit ist eine dynamische Isolierung mittels einer elastischen Schicht

unterhalb des Fundaments nicht möglich. Die Begrenzung der Schwingamplituden im Betrieb an der Fundamentoberkante auf $63,5\ \mu\text{m}$ (peak-to-peak) erfordert eine gezielte Optimierung des Verhältnisses von Steifigkeit zu Masse.

Die Baugrundverhältnisse bedingen eine gezielte Bodenverbesserung, um sowohl die vertikale als auch horizontale Steifigkeit der Lagerung deutlich anzuheben und das gewünschte Abstimmungsverhältnis Erregerfrequenz zu Eigenfrequenz zu ermöglichen.

Der hohe Grundwasserspiegel mit $-4,0\ \text{m}$ unter Geländeoberkante (GOK) erfordert eine Ermittlung der Schwinggeschwindigkeiten an der Fundamentunterkante zur Beurteilung, ob die verbleibenden Schwingungen über das Grundwasser an benachbarte Bereiche übertragen werden können.

2 Eingangsdaten

2.1 Kompressor

2.1.1 Typ des Kompressors

Es handelt sich um einen horizontalen 6-Kurbel Hochleistungs-Hubkolbenkompressor vom Siemens Energy Typ HHE-VG mit einem 5-stufigen Aufbau in ungeschmierter Ausführung, einer konstanten Drehzahl von $371\ \text{U/min}$, einem Ansaugdruck von $1\ \text{bar}$, einer Förderleistung von $28.000\ \text{Nm}^3/\text{h}$ und einem Betriebsdruck $57\ \text{bar}$ für die Verdichtung von mittels Elektrolyse erzeugten, gasförmigen grünen Wasserstoff.

2.1.2 Dynamische Lasten des Kompressors

Die oszillierenden Unwuchtkräfte und -momente, welche durch den Betrieb des Kompressors bei der Betriebsdrehzahl von $371\ \text{U/min}$ ($6,18\ \text{Hz}$) entstehen, werden vom Hersteller wie folgt angegeben:

(1) Primärlasten

Diese Lasten treten mit der einfachen Betriebsfrequenz des Kompressors von $6,18\ \text{Hz}$ auf und resultieren sowohl aus rotierenden als auch aus oszillierenden Massen.

- max. horizontale Primärkraft: $144,5\ \text{kN}$
- max. horizontales Primärmoment: $87,9\ \text{kNm}$
- vertikale Komponenten: $0,0\ \text{kN}$ bzw. kNm

Die vertikale Primärkraft sowie das vertikale Moment betragen $0,0\ \text{kN}$ bzw. $0,0\ \text{kNm}$, da die rotierenden Massen vollständig ausgeglichen sind.

(2) Sekundärlasten

Diese Lasten treten mit der doppelten Betriebsfrequenz des Kompressors von $12,36\ \text{Hz}$ auf und entstehen ausschließlich durch die oszillierenden Massenanteile in Richtung der Kolbenlaufbahn.

- max. horizontale Sekundärkraft: $24,1\ \text{kN}$
- max. horizontales Sekundärmoment: $14,6\ \text{kNm}$
- vertikale Komponenten: $0,0\ \text{kN}$ bzw. kNm

Systembedingt treten keine vertikalen Sekundärlasten auf.

Sämtliche Kräfte und Momente werden als am Kurbelwellenmittelpunkt angreifend definiert. Da es sich um einen horizontalen Hubkolbenkompressor handelt, erfolgt die dynamische Anregung des Fundaments nahezu ausschließlich in der horizontalen Ebene.

2.1.3 Die Befestigung des Kompressors auf dem Fundament

Der Kompressor wird mit vorgespannten Ankerbolzen starr mit dem Fundament verbunden.

2.1.4 Der Motor

Der Kompressor wird von einem elektrischen Motor angetrieben, welcher ebenfalls mit vorgespannten Ankerbolzen starr mit dem Fundament verbunden ist.

Die dynamischen Lasten des Motors sind im Verhältnis zu den dynamischen Lasten des Kompressors sehr gering, werden bei der Berechnung zwar berücksichtigt, aber hier nicht weiter angeführt.

2.1.5 Baudynamische Anforderungen des Kompressorherstellers

Der Kompressorhersteller fordert, dass im Betrieb an der Fundamentoberkante die Schwingamplitude von $63,5\ \mu\text{m}$ (peak-to-peak) in jeder Ebene nicht überschritten werden darf.

2.1.6 Baudynamische Anforderungen der Regelwerke

Die DIN 4024, Teil 2 [1] fordert, dass im Falle einer Hochabstimmung die erste Eigenfrequenz des Gesamtsystems Fundament-Baugrund mindestens 20% höher als die Erregerfrequenz sein soll.

Der ACI 351.3R-18 [2] fordert, dass bei einer Hochabstimmung von Fundamenten für Kolbenmaschinen die erste Eigenfrequenz des Gesamtsystems Fundament-Baugrund einen Sicherheitsabstand von mindestens 20 % zur primären Erregerfrequenz sowie zu deren zweiter Harmonischen (zweifache Grundfrequenz) aufweist.

Die ISO 20816, Teil 8 [3] führt die maximal zulässigen Werte und die Bereiche der zulässigen r.m.s. Schwingwege, Schwinggeschwindigkeiten und Schwingbeschleunigungen für horizontale Kompressoren in Abhängigkeit von der Erregerfrequenz an. Die Richtlinie EFRC [4] führt die Grenzwerte und Bereiche der ISO 20816 Teil 8 ebenfalls an.

Compressor system part	r.m.s vibration displacement values for horizontal compressors mm		
	Evaluation zone boundary		
	A/B	B/C	C/D
Foundation	0,032	0,048	0,072

Abbildung 1 Exzerpt von Table 2 der ISO 10816, Teil 8

2.2 Fundament

2.2.1 Typ des Fundaments

Es wird ein flach fundiertes Blockfundament aus Stahlbeton vorgesehen. Auf der Fundamentplatte mit den Grundrissabmessungen 13,65 m x 13,79 m und einer Dicke von 2,5 m werden Sockel mit einer Höhe bis zu 2,4 m angeordnet (siehe Abbildung 2 und Abbildung 3).

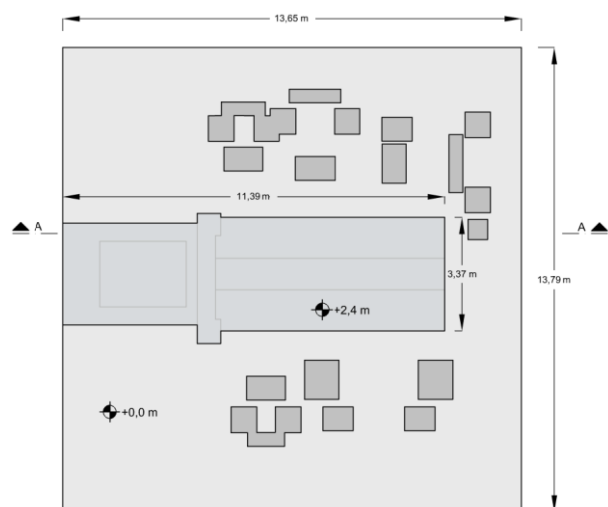


Abbildung 2 Grundriss des Kompressorfundaments

Um eine Schwingungsübertragung von dem Fundament auf die umgebende Bodenplatte des Kompressorgebäudes zu verhindern, wurde eine rundumlaufende Fuge mit Inspektionsgang vorgesehen (siehe Abbildung 3).

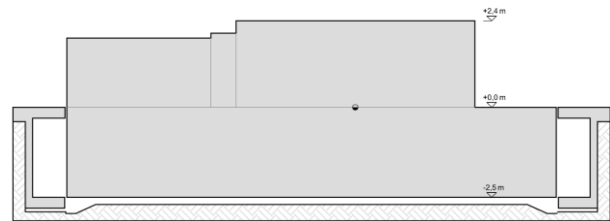


Abbildung 3 Schnitt des Kompressorfundaments

2.2.2 Die baulastischen Parameter des Fundaments

Die baulastischen Parameter des Fundaments aus Stahlbeton sind seine Masse, Dämpfung und Steifigkeit, wie es aus der Grundgleichung der Dynamik (1) hervorgeht:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = P(t) \quad (1)$$

Dabei stellt $M\ddot{x}(t)$ die Trägheitskraft, $C\dot{x}(t)$ die Dämpfungskraft und $Kx(t)$ die Federkraft auf der Widerstandsseite, und $P(t)$ die dynamische Anregung auf der Lastseite dar.

2.3 Baugrund

2.3.1 Baugrundverhältnisse

Das Baufeld liegt im Bereich von quartären (postglazial bis jungpleistozän) lehmig-sandig-schottrigen Ablagerungen lokaler Gerinne bzw. des Flusses Leitha. Der Baugrund ist geschichtet, die statischen Bodenkennwerte der Schichten sind in Tabelle 1 angegeben.

Tabelle 1 Statische Bodenkennwerte

Schicht	Beschreibung	Dicke [m]	Reibungswinkel [Grad]	Kohäsion [kN/m²]
A	Schluff	1,5	25	1
B	Feinsand	6	30	0,1
C	Schluff	4,2	22,5	20

Der geologische Aufbau besteht aus überwiegend Feinsand in den oberen Schichten, und aus Schluff in den tiefer liegenden Schichten. Der Grundwasserspiegel liegt bei -4,0 m unter GOK.

Die Fundamentunterkante befindet sich auf 161,5 m NN, die Unterkante der vorgesehenen Betonstopfsäulen befindet sich auf 150,0 m NN.

2.3.2 Die Baugrunduntersuchungen

In der ersten Baugrunduntersuchung wurden die Bodenschichten und die statischen Baugrundparameter Reibungswinkel und Kohäsion ermittelt.

In der zweiten Baugrunduntersuchung wurden die dynamischen Baugrundparameter Schubmodul, Poisson-Zahl und E-Modul ermittelt. Mit diesen Parametern können die Steifigkeitseigenschaften des Baugrunds mittels eines einphasigen, elastischen und isotropen Stoffmodells, wie es für die vorliegende Problemstellung mit kleinen Schubverzerrungen bis zu 10^{-5} üblicherweise verwendet wird, beschrieben werden.

Zur Bestimmung dieser Parameter wurden zwei Crosshole-Tests an der Stelle des zu errichtenden Fundaments durchgeführt, wobei zwei unterschiedliche Scherwellenquellen zum Einsatz kamen. Der Abstand zwischen den Bohrungen betrug ca. 9,95 m. Die Messungen erfolgten bis zu einer Tiefe von 131,5 m NN mit einem vertikalen Messintervall von 1 m. Aus den Scherwellenlaufzeiten (horizontal und vertikal polarisiert) und dem Abstand zwischen den Bohrungen wurden die S-Wellengeschwindigkeiten $V_{s,H}$ und $V_{s,V}$ berechnet. Aus den P-Wellenlaufzeiten und dem Abstand zwischen den Bohrungen wurde die P-Wellengeschwindigkeit V_p ermittelt. Die dynamischen Baugrundparameter wurden unter Verwendung der Dichte des Bodens gemäß den Gleichungen (2), (3) und (4) wie folgt berechnet:

$$\text{Dynamischer Schubmodul: } G = V_s^2 \cdot \rho \quad (2)$$

$$\text{Poisson-Zahl: } \nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]} \quad (3)$$

$$\text{Dynamischer E-Modul: } E_0 = 2 G_0 (1 + \nu) \quad (4)$$

2.3.3 Die baulynamischen Parameter des Baugrunds

Die mittels Crosshole-Test ermittelten P, S_H und S_V -Wellengeschwindigkeiten sind in Abbildung 4 dargestellt.

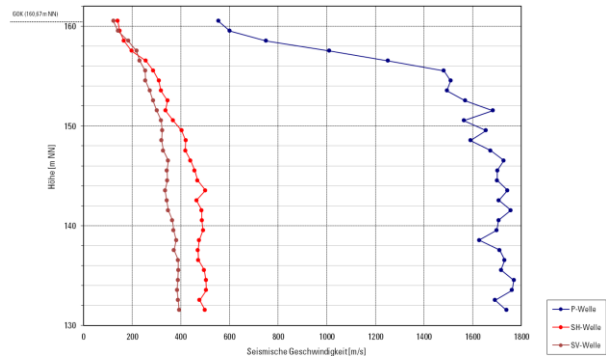


Abbildung 4 Gemessene P, S_H und S_V -Wellengeschwindigkeiten unter dem Kompressorfundament

Die mittels Crosshole-Test ermittelten baulynamischen Parameter wurden pro Schicht gemittelt, und sind in Tabelle 2 angeführt.

Tabelle 2 Dynamische Bodenkennwerte

Schicht	Dicke [m]	$V_{s,H}$ [m/s]	G [kN/m ²]	E [kN/m ²]
A	1,5	141	39.790	116.590
B	6	211	89.040	263.030
C	4,2	336	225.790	665.630

2.4 Gesamtsystem Kompressor-Fundament-Baugrund

Die Wechselwirkung zwischen Kompressor, Fundament und Baugrund erfordert die Betrachtung des Gesamtsystems. Die rechnerische Schnittstelle des Fundaments zu dem Baugrund wird über den Bettungsmodul erfasst, dessen zutreffende Ermittlung entscheidend für die korrekte dynamische Abstimmung des Gesamtsystems ist.

3 Vorgangsweise der baulynamischen Berechnung

Die baulynamische Berechnung erfolgte mittels Finite-Elemente-Modellen am Gesamtsystem, mit jeweils zwei unterschiedlichen Schwerpunkten.

- (1) Das Gesamtsystem wurde mit Schwerpunkt Baugrund mit der 3D Finite-Elemente (FE) Software PLAXIS [5] berechnet. PLAXIS 3D ist primär auf zeitabhängige, nichtlineare geotechnische Analysen ausgelegt, und führt keine Eigenwertanalyse des modellierten Systems durch. Somit können mit PLAXIS 3D die Eigenfrequenzen des Gesamtsystems nur indirekt ermittelt werden, indem nach dem Aufbringen der dynamischen Last durch eine

Fourier-Transformation der Systemantwort an einem Knoten die dominanten Eigenfrequenzen bestimmt werden. Die Berechnung mit PLAXIS 3D diente der Ermittlung der Setzungen zufolge der dynamischen Anregung, um daraus den dynamischen Bettungsmodul abzuleiten.

- (2) Das Gesamtsystem wurde mit dem Schwerpunkt Fundamentblock mit der 3D FE-Software InfoCAD [6] berechnet. InfoCAD ist primär auf lineare, statische Berechnungen von Tragwerken ausgelegt, und führt eine klassische Modalanalyse des modellierten Systems durch. Die Berechnung mit InfoCAD dient der Ermittlung der Eigenfrequenzen und Eigenformen sowie der Berechnung der Schwingamplituden und Schwinggeschwindigkeiten an ausgewählten Knoten mittels erzwungener Schwingungsberechnung (stationärer Response im eingeschwungenen Zustand).

3.1 Fundamententwurf nach Abstimmungsverhältnis

Aufgrund der niedrigen Erregerfrequenz von $f_e = 6,18$ Hz in Kombination mit den Bodenverhältnissen wurde beschlossen, das Fundament hochabgestimmt auszulegen, sodass die erste Eigenfrequenz des Gesamtsystems sowohl über der einfachen Erregerfrequenz von 6,18 Hz als auch der doppelten Erregerfrequenz von 12,36 Hz liegt. Dazu wurde der dynamische Bettungsmodul des mittels Betonstopfsäulen verbesserten Baugrunds auf Basis von Erfahrungswerten vorläufig abgeschätzt. Die Ermittlung wurde anhand der Massen und Federkonstanten wie folgt durchgeführt:

$$\begin{aligned} \text{Masse Fundament } m_F &= 1.444,3 \text{ to} \\ \text{Masse Kompressor } m_K + \text{Motor } m_M &= 278,8 \text{ to} \end{aligned}$$

vertikaler dynamischer Bettungsmodul Baugrund:

$$k_{sv,dyn} = 150.000,0 \text{ kN/m}^3$$

vertikale Federkonstante Baugrund:

$$k_{Baugrund \text{ vertikal},dyn} = 28.050.000,0 \text{ kN/m}$$

horizontaler dynamischer Bettungsmodul Baugrund

$$k_{sh,dyn} = 100.000,0 \text{ kN/m}^3$$

horizontale Federkonstante Baugrund

$$k_{Baugrund \text{ horizontal},dyn} = 18.700.000,0 \text{ kN/m}$$

erste vertikale Eigenfrequenz:

$$f_{1,v} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{Baugrund,vertikal}}{m_F + m_K + m_M}} = 20,3 \text{ Hz}$$

erste horizontale Eigenfrequenz:

$$f_{1,h} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_{Baugrund,horizontal}}{m_F + m_K + m_M}} = 16,6 \text{ Hz}$$

Die Steifigkeit des Baugrundes stellte sich hiermit als der wesentliche Parameter für die Hochabstimmung dar, weil eine Erhöhung der Fundamentmasse zu einer niedrigeren Eigenfrequenz führt (siehe Abbildung 5).

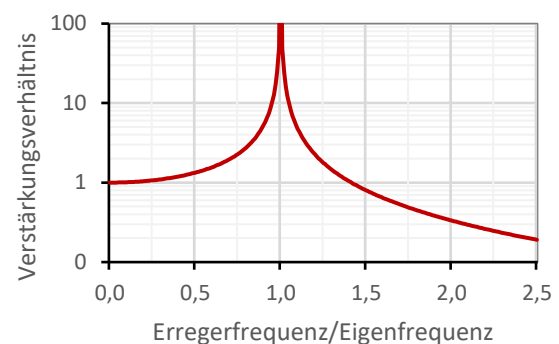


Abbildung 5 Verstärkungsverhältnis der Schwingungsantwort bei Hoch- und Tiefabstimmung

Bei einer Hochabstimmung muss die Systemsteifigkeit erhöht werden, ohne dabei die Masse zu erhöhen. Deshalb werden die Betonstopfsäulen mit dem Fundament statisch nicht verbunden und dienen ausschließlich als Bodenverbesserungsmaßnahme.

3.2 FE-Modellierung Gesamtsystem mit Schwerpunkt Baugrund

3.2.1 FE-Modell mit PLAXIS 3D

Die Modellierung des Baugrundes erfolgte mit unterschiedlichen Stoffgesetzen, und zwar mit dem „Hardening Soil Model (HS)“, dem „Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HSS)“ sowie einem linear-elastischen Ansatz. Bei den Berechnungen wurde die spannungsabhängige Zunahme des Steifemoduls berücksichtigt. Bei dem Bodenmodell „Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness“ wurde auch die Veränderung der Steifigkeit in Abhängigkeit der Verformung berücksichtigt. Der Schubmodul G , ermittelt mit dem Crosshole-Test, wurde bei der Eingabe in PLAXIS

3D auf einen Referenzdruck von 100 kN/m^2 normalisiert. Die Betonstopfsäulen wurden als Betonkörper mit einem Durchmesser von 60 cm und einer Länge von 11,5 m modelliert (siehe Abbildung 6).

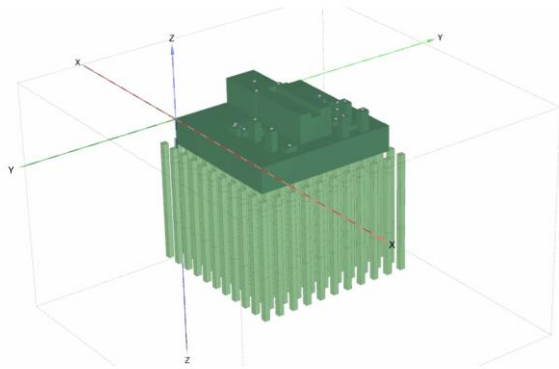


Abbildung 6 Das PLAXIS 3D FE-Modell mit den Betonstopfsäulen

Die Berechnung erfolgt in mehreren Lastschritten, welche den Bauzuständen entsprechen:

- Erster Schritt: Erster Aushub bis 160,7 m NN
- Zweiter Schritt: Aufschüttlage bis zur Fundamentunterkante auf 161,5 m NN und Herstellung der Betonstopfsäulen
- Dritter Schritt: Herstellung des Fundaments inklusive der Sockel
- Vierter Schritt: Aufbringen der statischen Lasten des Kompressors
- Fünfter Schritt: Aufbringen der dynamischen Lasten des Kompressors

3.2.2 Variantenuntersuchung

Um die Sensitivität der Berechnung auf das gewählte Materialmodell und auf die Eingangsparameter zu ermitteln, wurden unterschiedliche Varianten untersucht.

Als endgültiges Modell wurde die Berechnung mit dem Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness und den Baugrundparametern aus den Cross-hole-Tests ohne Dämpfung festgelegt (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3 Dynamische Baugrundparameter des endgültigen Modells

Schicht	Beschreibung	Dicke [m]	G [kN/m ²]	E [kN/m ²]
A	Schluff	1,5	30.000	80.000
B	Feinsand	6	100.000	80.000
C	Schluff	4,2	337.000	200.000

3.2.3 Ermittelte Schwingwege- und Geschwindigkeiten

Mit dem endgültigen Modell wurden folgende Schwingwege- und geschwindigkeiten an der Fundamentunterkante ermittelt (siehe Abbildung 7).

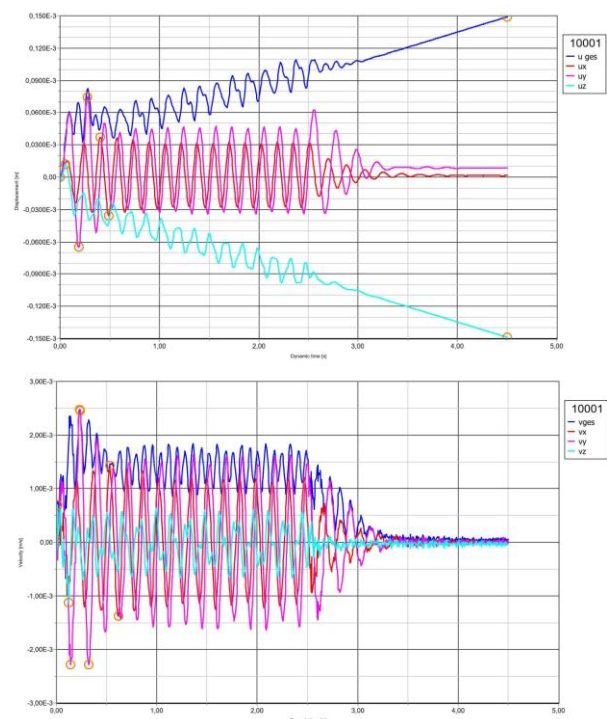


Abbildung 7 Schwingwege- und geschwindigkeiten an der Fundamentunterkante

3.2.4 Ermittlung der dynamischen Bettungsmoduli und Federsteifigkeit der Betonstopfsäulen

Mit dem endgültigen Modell wurden folgende maximalen Bodenpressungen und Setzungen bei Berücksichtigung des Bauablaufs im Eckpunkt an der Fundamentunterkante ermittelt:

- Bodenpressungen vertikal 41 kN/m^2 ,
- Bodenpressungen horizontal 11 kN/m^2 ,
- Vertikalverformung aufgrund der statischen Lasten $150 \text{ }\mu\text{m}$,
- Amplitude der Vertikalverformung aufgrund der dynamischen Erregung $20 \text{ }\mu\text{m}$,

- Amplitude der Horizontalverformung aufgrund der dynamischen Erregung $78 \mu\text{m}$.

Daraus wurden die dynamischen Bettungsmoduli in vertikaler und horizontaler Richtung abgeleitet:

- vertikaler dynamischer Bettungsmodul:
 $41 \text{ kN/m}^2 / (150 + 20) \cdot 10^{-6} \text{ m} \sim 241.180 \text{ kN/m}^3$
- horizontaler dynamischer Bettungsmodul:
 $11 \text{ kN/m}^2 / 78 \cdot 10^{-6} \text{ m} \sim 141.030 \text{ kN/m}^3$

In weiterer Folge wurden die vertikalen- und horizontalen, dynamischen Federsteifigkeiten der Betonstopfsäulen für die nachfolgende Berechnung des Fundamentblocks mit InfoCAD ermittelt:

- vertikale, dynamische Federsteifigkeit einer Betonstopfsäule:
 $c_v = 1.850 \text{ MN/m}$
- horizontale, dynamische Federsteifigkeit einer Betonstopfsäule:
 $c_h = 231 \text{ MN/m}$

3.3 FE-Modellierung Gesamtsystem mit Schwerpunkt Blockfundament

3.3.1 FE-Modell mit InfoCAD 3D

Das Blockfundament wurde mit der 3D Finite-Elemente Software InfoCAD modelliert. Dabei wurde die Geometrie mit Flächenelementen (Schale) abgebildet. Der Kompressor und Motor wurde als Punktmasse im Schwerpunkt modelliert, und mit masselosen, starren Stäben mit den Lagerpunkten an Fundamentoberkante verbunden (siehe Abbildung 8). Als modale Dämpfung wurden 3% angesetzt. Die Berechnung erfolgte mit den in Kapitel 3.2.4 angeführten vertikalen- und horizontalen Federsteifigkeiten der Betonstopfsäulen. Die Mitwirkung des Bodens zwischen den Betonstopfsäulen wurde auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt (siehe Abbildung 9).

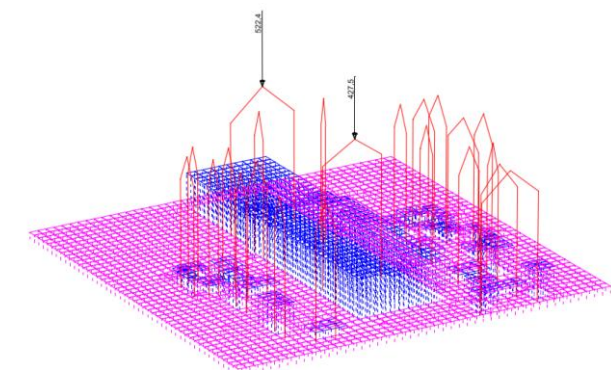
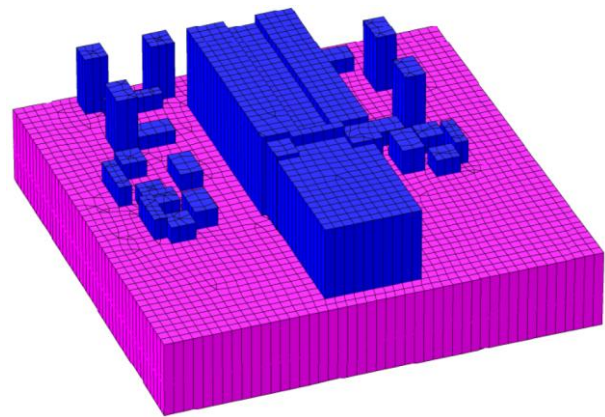


Abbildung 8 Das InfoCAD 3D FE-Modell mit den Massen von Kompressor und Motor

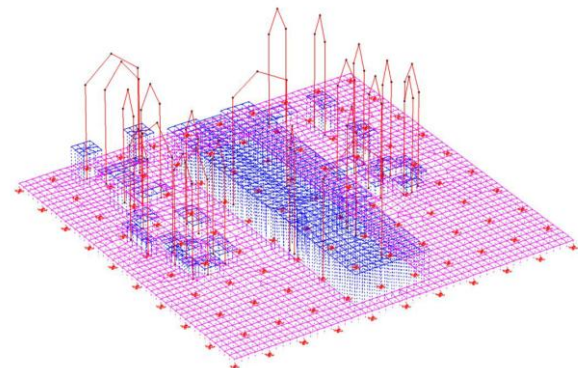


Abbildung 9 Das InfoCAD 3D FE-Modell mit den Punktlagern der Betonstopfsäulen

3.3.2 Sensitivitätsanalyse

Um die Sensitivität der Berechnung auf die dynamischen Federsteifigkeiten zu ermitteln, wurde die Berechnung auch mit jeweils um 30% niedrigeren Werten durchgeführt. Bei dem hochabgestimmten Blockfundament führen höhere Werte der Federsteifigkeiten in jedem Fall zu besseren Ergebnissen, und wurden deshalb nicht weiter untersucht.

3.3.3 Ermittelte Eigenfrequenzen und Schwingwege

Die ersten Eigenfrequenzen des Gesamtsystems und die zugehörigen Eigenformen wurden wie folgt ermittelt (siehe Tabelle 4).

Tabelle 4 Eigenfrequenzen des Gesamtsystems

f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
18,92	18,93	22,71	49,78

Die zugehörigen Eigenformen zur ersten, zweiten, dritten und vierten Eigenfrequenz sind in Abbildung 10 dargestellt. Die ersten drei Eigenfrequenzen sind Starkkörperfrequenzen, während die vierte Eigenfrequenz und die weiteren Eigenfrequenzen Biegeschwingungsformen sind.

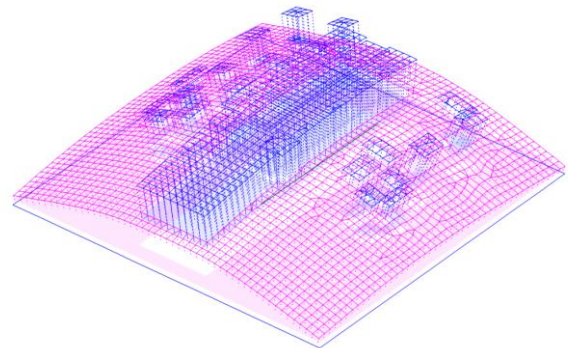
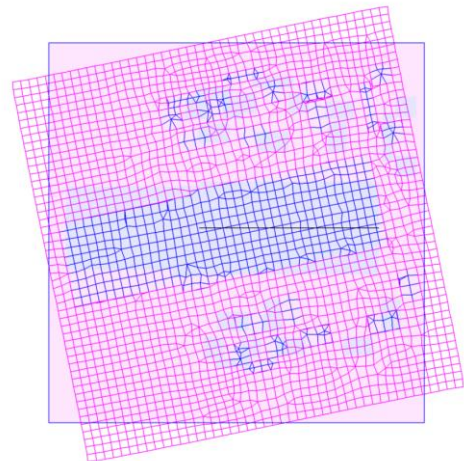
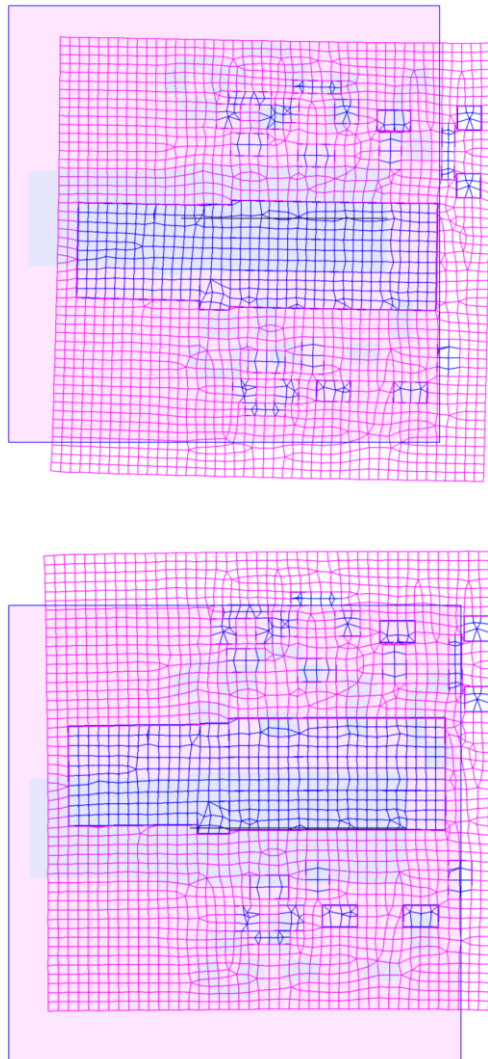


Abbildung 10 Eigenformen der ersten, zweiten, dritten und vierten Eigenfrequenz

4 Nachweisführung

4.1 Schwingungsverhalten

Das Blockfundament wurde hoch abgestimmt, die erste Eigenfrequenz des Gesamtsystems ist um 53% höher als die erste Erregerfrequenz und deren zweite Harmonische und weist damit den notwendigen Abstand zur Erregung auf:

$$\frac{f_1}{f_e} = \frac{18,92 \text{ Hz}}{12,36 \text{ Hz}} = 1,53$$

Auch die mit um 30% reduzierten Federsteifigkeiten der Betonstopfsäulen ermittelte erste Eigenfrequenz des Gesamtsystems ist um 28% höher als die erste Erregerfrequenz und deren zweite Harmonische und weist damit den notwendigen Abstand zur Erregung auf

$$\frac{f_1}{f_e} = \frac{15,90 \text{ Hz}}{12,36 \text{ Hz}} = 1,28$$

4.2 Schwingwege an Fundamentoberkante

Der vom Kompressorhersteller angegebene Grenzwert der Schwingwege in jeder Ebene mit 63,5 μm (peak-to-peak) bzw. 31,75 μm (zero-to-peak) an der

Fundamentoberkante ist einzuhalten. Dazu wurden die Schwingwege jeweils für die Erregerfrequenz bei 6,18 Hz und deren zweite Harmonische bei 12,36 Hz an der Fundamentoberkante berechnet (siehe Abbildung 11).

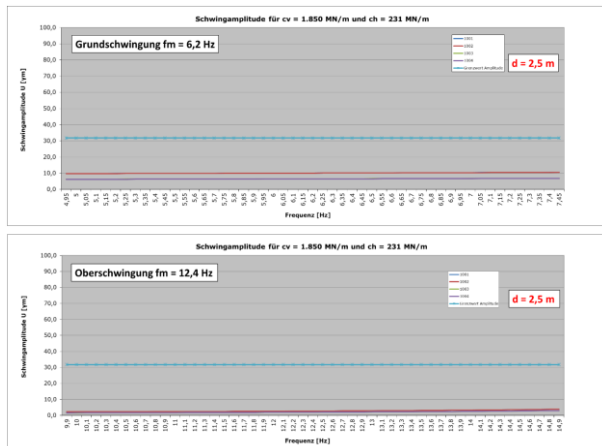


Abbildung 11 Schwingwege an der Fundamentoberkante

Das Ergebnis wurde als Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate der beiden Schwingwege ermittelt, jeweils für die Schwingwege mit den vollen Federsteifigkeiten (siehe (5)) und den um 30% reduzierten Federsteifigkeiten der Betonstopfsäulen (siehe (6)). Der Grenzwert zero-to-peak wird eingehalten.

$$\sqrt{(10,5^2 + 3,8^2)} \sim 11,2 \mu\text{m} < 31,75 \mu\text{m} \quad (5)$$

$$\sqrt{(15,3^2 + 14,3^2)} \sim 20,9 \mu\text{m} < 31,75 \mu\text{m} \quad (6)$$

4.3 Schwinggeschwindigkeiten an Fundamentunterkante

Um zu beurteilen, ob die Fundamentschwingung im hoch liegenden Grundwasser an angrenzende Bauteile übertragen werden kann, wurde die Schwinggeschwindigkeit an der Fundamentunterkante berechnet (siehe Abbildung 12).

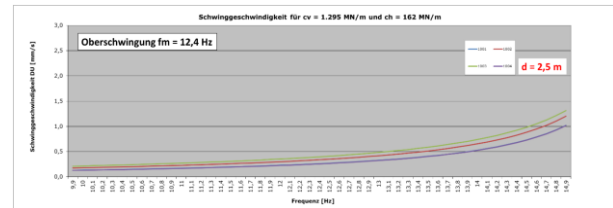
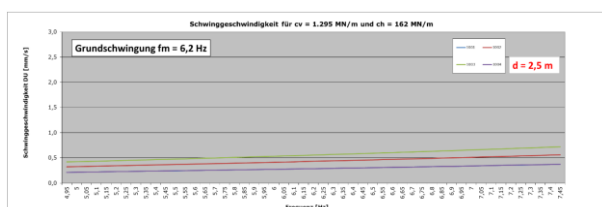


Abbildung 12 Schwinggeschwindigkeit an der Fundamentunterkante

Das Ergebnis wurde als Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate der beiden Schwinggeschwindigkeiten ermittelt, jeweils für die Schwinggeschwindigkeiten mit den vollen Federsteifigkeiten (siehe (7)) und den um 30% reduzierten Federsteifigkeiten der Betonstopfsäulen (siehe (8)). Die ermittelten Schwinggeschwindigkeiten an Fundamentunterkante sind sehr gering und betragen nur 0,7 mm/s bzw. 0,9 mm/s. Somit ist eine Übertragung der im Fundament verbleibenden Schwingungen über das Grundwasser an angrenzende Bauteile auszuschließen.

$$\sqrt{(0,6^2 + 0,4^2)} \sim 0,7 \text{ mm/s} \quad (7)$$

$$\sqrt{(0,8^2 + 0,5^2)} \sim 0,9 \text{ mm/s} \quad (8)$$

5 Bauausführung

5.1 Bodenverbesserung

Es werden Betonstopfsäulen mit einem Durchmesser von 60 cm, einer Länge von 11,5 m und einem Raster von rund 1,5 m angeordnet (siehe Abbildung 13). Die Betonstopfsäulen werden mit dem Fundament nicht verbunden, um eine Erhöhung der Fundamentmasse zu vermeiden.

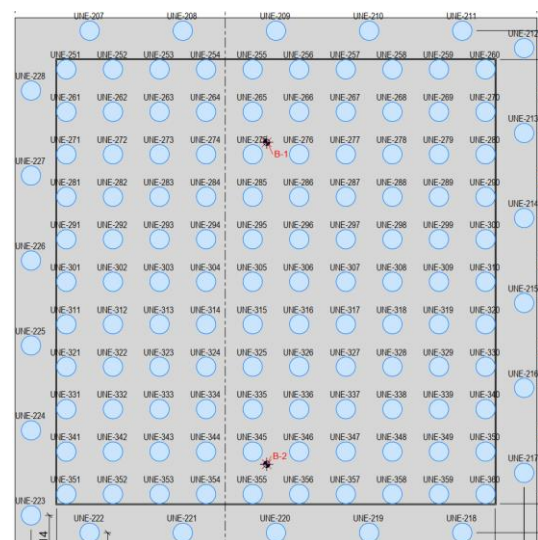


Abbildung 13 Die Anordnung der Betonstopfsäulen unter dem Kompressorfundament

5.2 Stahlbetonfundament

5.2.1 Betongüte

Die Betongüte wurde mit C30/37(56)/B3/C3A-frei/PB/GK 22 mit langsamer Festigkeitsentwicklung ($f_{ct,eff}$ nach 3 Tagen höchstens 50% der max. Zugfestigkeit f_{ctm}) festgelegt.

Der 2,5 m dicke Fundamentblock mit 470 m³ Beton wurde in einem Stück ohne Arbeitsfuge betoniert. Die Temperatur zufolge Hydratation wurde während des Betonierens mittels Temperatursensoren gemessen und aufgezeichnet, diese hat 60 °C nicht überschritten. Die aufgehenden Sockel mit 63 m³ wurden in einem zweiten Arbeitsgang hergestellt.

5.2.2 Bewehrung

Der 2,5 m dicke Fundamentblock wurde mit einer Grundbewehrung von Ø 26 mm, e = 15 cm kreuzweise oben und unten bewehrt. In der Mitte des Fundamentblocks wurde eine Lage Ø 26 mm, e = 30 cm kreuzweise angeordnet.

Die aufgehenden Sockel mit einer Höhe von bis zu 2,4 m wurden mit einer Grundbewehrung von Ø 20 mm, e = 15 cm kreuzweise bewehrt (siehe Abbildung 14).



Abbildung 14 Bewehrung der aufgehenden Sockel

6 Zusammenfassung

Aufgrund der relativ niedrigfrequenten dynamischen Erregung, in Kombination mit den Bodenverhältnissen, musste das Fundament hochabgestimmt werden (Eigenfrequenz Gesamtsystem Kompressor + Fundament > Erregerfrequenz Kompressor). Das

setzt eine genaue Berechnung der Eigenfrequenzen des Gesamtsystems voraus. Dafür muss wiederum der Untergrund rechnerisch zutreffend modelliert werden. Aufgrund der unterschiedlichen Stoffmodelle von Baugrund und Stahlbeton wurden zwei unterschiedliche FE-Programme verwendet, um die Schnittstelle zwischen Baugrund und Bauwerk aus Sicht der dynamischen Berechnung richtig zu erfassen. Das fertiggestellte Kompressorfundament ist in Abbildung 15 dargestellt.



Abbildung 15 Das fertiggestellte Kompressorfundament

7 Literatur

- [1] DIN 4024, Teil 2: *Maschinenfundamente; Steife (starre) Stützkonstruktionen für Maschinen mit periodischer Erregung*, Ausgabe April 1991
- [2] ACI 351.3R-18: *Foundations for Dynamic Equipment*. American Concrete Institute, Ausgabe Jänner 2018
- [3] ISO 20816 Part 8: *Reciprocating compressor systems*, International Organization for Standardization, Ausgabe Dezember 2018
- [4] EFRC: *Guidelines for Vibrations in Reciprocating Compressor Systems*, European Forum Reciprocating Compressors (EFRC), Ausgabe März 2017
- [5] Bentley Systems, Incorporated: *PLAXIS 3D Version 2024.3 [Software]*, März 2024, <https://de.bentley.com/software/plaxis-3d/>
- [6] InfoGraph GmbH: *InfoCAD Version 25.00 x64 [Software]*, Jänner 2025, <https://www.info-graph.de/de>

WHG-konforme Wannen aus FD-Beton für Großtransformatoren in Konverterstationen

Jürgen Strätz

Siemens Energy AG, Deutschland

Thomas Markus Laggner

convex ZT GmbH, Österreich

KURZFASSUNG:

Angeichts von Ölmengen von bis zu 100 Tonnen in einem Großtransformator und eines Gesamttransformatorengewichts von bis zu 500 Tonnen liegen bei der Auslegung und Bemessung von Auffangwannen der Großtransformatoren in HGÜ-Konverterstationen höchste Anforderungen an die Statik, den Brandschutz und den Gewässerschutz gemäß Wasserhaushaltsgesetz (WHG) vor. In der Regel werden die Bemessung und konstruktive Umsetzung der erforderlichen Auffangwannen als flüssigkeitsdichter Beton (FD-Beton) ausgeführt. Dies ist jedoch technisch anspruchsvoll und es kann zu problematischen Bemessungs- und Ausführungsfehlern kommen.

Der Fokus dieses Beitrags liegt auf dem Brückenschlag zwischen der theoretischen Bemessung nach der DAfStb-Richtlinie und der Baupraxis. Thematisiert werden Strategien zur Abminderung der Zwangbeanspruchungen, etwa durch bituminöse Gleitschichten, sowie die gezielte Rissführung mittels Sollrissfugen und Fugenblechen. Zudem werden spezifische Herausforderungen wie die thermische Belastung im Havariefall und der Nachweis der Mindestdruckzonenhöhe erläutert. Abschließend reflektiert der Beitrag Projekterfahrungen zur Ausführungsqualität, insbesondere bei der Bewehrungsführung in den Fugenbereichen aber auch zum Gleitschalungsverfahren der aufgehenden Brandwände. Ziel ist es, in der Praxis erfolgreich erprobte Lösungen aufzuzeigen, die eine dauerhafte Dichtheit dieser sicherheitskritischen Infrastrukturanlagen gewährleisten und typische Fehlerquellen in der Ausführung minimieren.

1 Einleitung

1.1 Relevanz von Auffangwannen bei HGÜ-Konverterstationen

Anhand von Hochspannungs-Gleichstrom-Übertragung (HGÜ) kann hohe elektrische Leistung effizient über große Entfernungen zwischen zwei Konverterstationen übertragen werden. Aktuelle deutsche HGÜ-Projekte weisen überwiegend Übertragungsleistungen von etwa 2 GW je Bipol auf; d.h. jeder der beiden Pole kann 1 GW elektrische Leistung übertragen. Dabei stellen die Großtransformatoren sicherheits- und umweltrelevante Schlüsselkomponenten dar, da sie große Mengen an Isolieröl enthalten. Für mineralische Isolieröle ist bei einem Transformator dieser Größenordnung eine Ölmenge

von etwa 100 t üblich und diese Menge ist für die Konzeption der Rückhalteinfrastruktur maßgebend. Der Anlagenbetrieb erfordert, dass im Störfall (z. B. Leckage an Flanschen, Kühlerleitungen, Armaturen) oder im Schadensereignis (z. B. mechanische Beschädigung oder Brand) austretende Flüssigkeiten sicher lokal begrenzt zurückgehalten und kontrolliert abgeführt werden können. Meist stehen drei Transformatoren in einer Auffangwanne, die durch Brandwände mit einer Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten separiert sind. Insgesamt haben aktuelle Anlagen dieser Größe 7 Transformatoren. 3 Transformatoren pro Übertragungspol und ein Ersatztransformator. Es existieren aber auch doppelte Bipole mit 4x3 Transformatoren + ein Ersatztransformator. In Abbildung 1 ist beispielhaft eine Bipol-



Abbildung 1 Anordnung einer Bipol-Anlage mit jeweils einer Transformatorenwanne je Pol (2x3 Transformatoren)

Anlage mit jeweils einer Transformatorenwanne für drei Transformatoren (2 x 3 Anlage) abgebildet. Die Auffangwannen der Großtransformatoren erfüllen in diesem Kontext mehrere Funktionen gleichzeitig:

- (1) Sekundärbarriere und Löschwasserrückhaltung zur Verhinderung von Boden- und Grundwasserkontamination,
- (2) Brandschutzanforderungen, d.h. Schutz der Anlagenteile in der Umgebung des Transformators im Brandfall
- (3) Hochbelastetes Gründungselement. Moderne Großtransformatoren haben ein Gesamtgewicht von ca. 500 t inkl. Ölfüllung und werden über ein Gleis an die finale Anlagenposition gezogen.

1.2 Schutzziele des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG)

Die Schutzziele des WHG [1] lassen sich für Anlagen mit wassergefährdenden Stoffen in technische Kernaussagen überführen:

- Der Austritt von wassergefährdenden Medien ist zu verhindern (bei den Großtransformatoren ist Isolieröl mit Wassergefährdungsklasse WGK 1 - schwach wassergefährdend im Einsatz)
- Die Nachweisbarkeit der Dichtheit ist durch eine kontinuierliche Dokumentation von Planung und Ausführung sowie eine gutachterliche Abnahme sicherzustellen.

Für Auffangwannen bedeutet dies, dass nicht nur das rechnerische Rückhaltevolumen, bestehend aus Ölvolumen, Löschwasser und Regenspende, sondern insbesondere die Dichtfunktion über die Lebensdauer nachzuweisen und sicherzustellen ist.

Bei Trafowannen aus FD-Beton (flüssigkeitsdichter Beton) ist die Dichtheit gemäß DAfStb Richtlinie „Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen“ [2] nachzuweisen.

Im Gegensatz zu Bauwerken, die auf Basis einer Beschichtung abgedichtet werden, erfordert eine FD-Beton-Konstruktion eine zwingende rissmechanische Betrachtung. Gemäß der Richtlinie (DWA-A 786 [3]) ist die Bemessung auf Trennrisse nicht zulässig, da in diesem Fall die geforderte absolute Dichtheit nicht garantiert werden kann. Demzufolge ist es bei der Auslegung erforderlich, dass generell nicht wechselnde risserzeugende Beanspruchungen auftreten und zumindest eine der beiden Querschnittsseiten ungerissen bleibt. Eine Leckageüberwachung ist ein essenzieller Bestandteil eines ganzheitlichen Schutzkonzeptes, da die FD-Betonbauteile in der Regel lediglich für eine Beaufschlagungsdauer von 72 Stunden nachgewiesen werden. Längere Beaufschlagungsdauern sind zwar gemäß der Richtlinie vorgesehen, jedoch ist deren Umsetzung bei diesen hoch beanspruchten Bauteilen kaum realisierbar.

Im Gegensatz zu anderen sicherheitsrelevanten Regulierungen ist im WHG [1] keine Geringfügigkeitsgrenze für Austrittsmengen oder Tropfmengen verankert.

1.3 Brückenschlag zwischen Theorie und Praxis

Ziel des Beitrags ist es, die Bemessung und konstruktive Ausbildung von WHG-konformen Auffangwannen aus flüssigkeitsdichtem Beton (FD-Beton) entlang der üblichen Richtlinienlogik darzustellen und mit Bau- und Projekterfahrungen zu spiegeln. Der Fokus liegt auf einem praxiserprobten System mit einer FD-Beton-Wanne als tragendem und dichtendem Bauteil, Sollrissfugen in den Wänden zur kontrollierten Rissführung, unbeschichteten Fugenblechen als wesentlichem Abdichtungselement in Arbeitsfugen sowie einem unterseitigen Reib-/Gleitkonzept (PE-Folien bzw. bituminöse Gleitschichten) zur Beherrschung von Zwangbeanspruchungen.

2 Bemessung nach der FD-Betonrichtlinie

2.1 Grundlagen des flüssigkeitsdichten Betons (FD-Beton)

FD-Beton ist kein Spezialbeton, sondern ein Beton mit definierten Anforderungen an die Nachweisführung und die Zusammensetzung, um ein möglichst dichtes Korngefüge und ein möglichst geringes Schwindmaß zu erzielen. Dies wird durch nachfolgende Anforderungen erreicht:

- Zementleimgehalt $< 190 \text{ l/m}^3$: Reduzierung Schwinden
- mind. C30/37 und w/z-Wert $\leq 0,5$: Dichtes Gefüge, wenige Kapillarporen
- Sieblinie im Bereich A/B: Dichte Kornmatrix
- Zementauswahl beschränkt u.a: CEM I, CEM III/A und CEM III/B, häufig angewendet wird CEM III/A
- Flugasche und Silikastaub sind zugelassen, bevorzugt Konsistenz F3

Auf FDE-Beton (FD-Beton mit Eindringprüfung) wird hier nicht näher eingegangen, für die Beaufschlagung mit Öl sind diese Betone nicht relevant. Für die Definition als FD-Beton-Element sind eine richtlinienkonforme Bemessung und konstruktive Durchbildung des Bauteils entscheidend. Des Weiteren liegen strenge Dokumentationspflichten und die Verpflichtung zu einer gutachterlichen Abnahme vor.

2.2 Expositionsklassen und Anforderungen an die Beständigkeit

Trafowannen sind typischerweise einer kombinierten Beanspruchung aus Feucht-Trockenwechsel (XC4), gegebenenfalls salzhaltiger Luft bei Projekten in Meeresnähe (XS1) und/oder chemischem Angriff aus dem Boden oder Grundwasser (XA1 bis XA3) ausgesetzt. Aufgrund der ständig wechselnden Beaufschlagung mit Regenwasser und der häufig vorhandenen Wasservorlage sind die Bodenplatte und die Wände des Auffangraums der Expositionsklasse XF3, Frost-Tau-Wechsel bei hoher Wassersättigung, zuzuordnen. Aus der Expositionsklasse XF3 resultiert gemäß Eurocode 2 + NA mit DIN EN 206 [4] die Mindestbetongüte C35/45, alternativ darf auch die Betongüte C30/37 langsam ($r < 0,3$) oder bei massigen Bauteilen C30/37 eingesetzt werden. Um die durch das Abfließen der Hydrationswärme entstehenden Temperaturspannungen möglichst gering zu halten, wird Beton der Klasse C30/37 langsam bevorzugt. Für eine Betonage in den Wintermonaten ist dieser Beton allerdings ungeeignet, weshalb hier oft auf C30/37 mittel ausgewichen werden muss. Damit wird von den Vorgaben des Eurocode 2/DIN EN 206 [4] abgewichen und stattdessen auf die zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-Ing) [5] ausgewichen. Diese bieten die Möglichkeit, auch Beton der Güte C30/37 mit mittlerer Festigkeitsentwicklung in die Expositionsklasse XF3 einzustufen. Diese Abweichung muss allerdings im Vorfeld mit dem Kunden und dem WHG-Sachverständigen schriftlich abgestimmt werden. Alternativ bietet sich die Verwendung von C35/45 mit einem Prüfalter von 56 Tagen an. Beide Betone zeigen ein ähnliches Verhalten in Bezug auf die zu erwartende Wärmeentwicklung. Nachteilig sind jedoch die wesentlich längeren Nachbehandlungszeiten. Um das Ende der Nachbehandlung sicher abschätzen zu können, hat es sich bewährt, eine ausreichende Anzahl an Prüfwürfeln herzustellen, geschützt neben der Wanne vor Ort zu lagern und diese in regelmäßigen Abständen abzudrücken, um die Druckfestigkeitsentwicklung zielsicher bewerten zu können. Dies ist besonders in der kalten winterlichen Jahreszeit von elementarer Wichtigkeit,

um die Nachbehandlung bis zum Erreichen von 75 % der Normfestigkeit fortzuführen.

2.3 Praxisbeispiel: Statische Bemessung und konstruktive Durchbildung einer Trafowanne

Eine Trafowanne für die übliche Anzahl von drei Transformatoren hat ungefähr die Abmessungen $L \times B \times H = \text{ca. } 50 \text{ m} \times 21 \text{ m} \times 23 \text{ m}$. Die Bodenplattendicke beträgt ca. 40 – 50 cm, die Dicke der Brandwände beträgt ca. 35 – 40 cm.

Zu den relevanten Einwirkungen zählen ständige und veränderliche Lasten (Eigengewicht, Nutzlasten, Montagezustände aus dem Verschub der Transformatoren bei Erstmontage oder Austausch), konzentrierte Transformatorauflagerlasten, Flüssigkeitslasten im Rückhaltefall (hydrostatischer Druck), Baugrund- / Wassereinwirkungen (Erddruck, Auftrieb) sowie Zwangseinwirkungen infolge Temperatur, Schwinden, Kriechen und Setzungen. Darüber hinaus ist auch der Temperaturlastfall „*Austreten von heißem Transformatorenöl*“ zu betrachten.

Die Ölmenge von ca. 100 t entspricht überschlägig einem Volumen von etwa 110 – 115 m³ (Dichtebereich mineralischer Isolieröle). Das erforderliche Rückhaltevolumen ist unter Berücksichtigung von Verdrängungen durch Einbauten sowie möglicher Regen- und Löschwasserszenarien zu bestimmen. Daraus ergeben sich Wandhöhen, Freibord und die maßgebenden hydrostatischen Beanspruchungen. Die Tiefe der Wannen beträgt insgesamt i.d.R. 1,5 - 2,5 m. Von Vorteil ist es, wenn die Wannen untereinander verbunden werden dürfen, da so das Löschwasser auf drei Wannen verteilt werden kann. Um eine Verschmutzung aller Wannen im Schadensfall zu vermeiden, wird in den Wannen eine permanente Wasserfüllung von ca. 20 cm Höhe vorgehalten. Die verbindenden Öffnungen in den Brandwänden werden unterhalb des Wasserspiegels angeordnet. Dadurch kann das leichte Transformatorenöl nicht durch die Öffnungen strömen. Die Wasserfüllung erfüllt noch eine weitere wichtige Funktion: Hierdurch werden große Temperaturspannungen auf die Bodenplatte im Havariefall (mittlere Öltemperatur ca. 60 °C) deutlich reduziert.

Aus konstruktiver Sicht hat sich die Strategie der gezielten Rissführung bewährt. Dabei werden Sollrissfugen im Abstand von 1,5 bis 2 m in die Wände eingebracht, während glatte Fugenbleche mit einer Bauhöhe von 300 mm die Dichtfunktion übernehmen. Die Bodenplatte ist trennrissfrei auszubilden. Dies wird erreicht, indem die Bodenplatte gleitend auf die geglättete Sauberkeitsschicht aufgelegt wird. Hier haben sich flügelgeglättete Sauberkeitsschichten mit erhöhten Ebenheitsanforderungen bewährt. Um eine erfolgreiche Flügelglättung zu gewährleisten, wird bei sandigen Böden als Vermischungsschutz eine PE-Folie am Boden vor der Betonage der Sauberkeitsschicht ausgelegt.

Die besten Ergebnisse zur gleitenden Lagerung der Bodenplatte wurden bisher mit bituminösen Gleitschichten erzielt, aber auch zweilagige PE-Folien auf der Sauberkeitsschicht reichen häufig aus. Bei bituminösen Gleitschichten ist aber besonders darauf zu achten, dass die Bahnen ein Kaltbiegeverhalten von $\leq -25^\circ\text{C}$ aufweisen, um auch im Winter ein ausreichend viskoses Tragverhalten gewährleisten zu können. Bei pfahlgegründeten Bauwerken summieren sich die Zwangsspannungen aus der Reibung und den horizontalen Pfahlwiderständen. Dies führt, abhängig von der horizontalen Pfahlsteifigkeit, zu großen Zwangskräften aus Temperatur und Schwinden. Werden die aufnehmbaren Betonzugspannungen überschritten, sind Trennrisse die Folge. Deshalb ist es wichtig, die Pfahlköpfe durch eine Weichfasermatte von der Sauberkeitsschicht zu entkoppeln (vergleiche Planungsdetail in Abbildung 2 und bauseitiges Ausbildungsdetail in Abbildung 3). Geschieht dies nicht, stellt sich keine Pfahlkopfschiebung ein, da die Sauberkeitsschicht wie ein Druckglied wirkt und die Relativverschiebung der Pfahlköpfe verhindert. Die dadurch entstehende sehr starre Festhaltung an den Pfahlköpfen würde zwangsläufig zu Trennrissen führen.

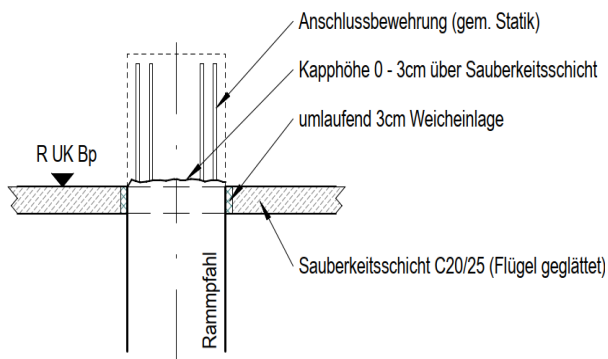


Abbildung 2 Pfahlkopf abgefügt von Sauberkeitsschicht mit Weicheinlage



Abbildung 3 Pfahlkopf und bituminöse Gleitschicht

Mit ansteigender horizontaler Pfahlkopfsteifigkeit wird es immer unwahrscheinlicher, dass die Betonzugspannungen unterhalb der Risschnittgröße verbleiben. Hier muss dann die Dichtebene (Bodenplatte) von den Pfählen entkoppelt werden. Dies wird i.d.R. durch einen Pfahlkopfbalkenrost erzielt. Auf den Balkenrost wird die Wanne dann wiederum gleitend aufgelegt. Die Nachweise reduzieren sich dann wieder auf die Nachweisführung für eine Flachgründung.

2.4 Nachweis der Dichtheit unter Berücksichtigung chemischer Beaufschlagung

Mineralische Isolieröle, wie sie von Shell unter der Bezeichnung „Diala“ angeboten werden, sind nicht betonangreifend. Gemäß DAfStb-Richtlinie [2] gibt

es mehrere Möglichkeiten den Nachweis der Dichtheit zu erbringen. Der „*Vereinfachte Nachweis*“ nach 5.1.2 [2] ist nur für Flachgründungen erlaubt, aber bei hoher Belastung nicht anwendbar, da hierfür die Auflast unter $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$ betragen muss. Der „*Nachweis im umgerissenen Bereich*“ nach 5.1.3 [2] ist ebenfalls nicht zielführend, da der Beton aufgrund der hohen thermischen und mechanischen Belastungen nicht im Zustand I verbleibt. Bei gleichzeitiger Wirkung von Normalkraft (Temperatur + Schwinden) und Biegung (Temperatur + mechanische Belastung) ist folgende Gleichung einzuhalten:

$$\frac{\text{vorh } \sigma_{CN}}{f_{ctd}} + \frac{\text{vorh } \sigma_{CM}}{f_{ctd,fl}} \leq 1,0 \quad (1)$$

mit:

vorh σ_{CN} maßgebende Betonzugspannung aus Normalkraft im Zustand I aus Last und Zwang

vorh σ_{CM} maßgebende Betonrandzugspannung aus Biegemoment im Zustand I aus Last, Zwang und Eigenspannungen

f_{ctd} Bemessung der zentrischen Zugfestigkeit

$f_{ctd,fl}$ Bemessungswert der Biegezugfestigkeit
Nähere Erläuterungen siehe [2]

Dieser Nachweis gelingt bei Transformatorenwanne in vielen Bereichen nicht.

Zudem ist zu beachten, dass die Nachweisführung gemäß 5.1.5 „*Nachweis von Trennrissen*“ gemäß DWA-A-786 [3] „*Ausführung von Dichtflächen*“ Tabelle 3, lfd. Nr. 7, nicht zulässig ist.

Somit bleibt nur der Nachweis nach 5.1.4 „*Nachweis der Mindestdruckzonenhöhe*“ und davon nur der nachfolgende Nachweis aus Gleichung (2). Wechselnde risserzeugende Beanspruchungen sind hier nicht zulässig, da diese einen Trennrisse in der Platte ausbilden könnten. Treten auf beiden Seiten des Querschnitts risserzeugende Beanspruchungen auf, so ist ein Nachweis der Dichtheit nicht mehr zielsicher zu erbringen und die Konstruktion muss entsprechend angepasst werden. Beispielsweise müssen die Bauteildicken angepasst oder aussteifende Bauteile ergänzt werden.

$$\begin{aligned} x &\geq \gamma_c \times e_{tk} \\ &\geq 2 D_{\max} \\ &\geq 30 \text{ mm} \end{aligned} \quad (2)$$

mit:

x	Druckzonenhöhe
γ_c	Sicherheitsbeiwert nach Tabelle 1-1 [2]
e_{tk}	Eindringtiefe gemäß Abschnitt 4.1 [2]
$D_{\max}$	Nennwert des Größtkorns

Zur Ermittlung der Eindringtiefe e_{tk} müssen im Labor die Oberflächenspannung und die dynamische Viskosität bestimmt werden. Für die anzusetzende Beaufschlagungsdauer von 72h folgt daraus:

$$e_{tm} = e_{72m} \times \sqrt{\frac{t}{72}} \Rightarrow e_{tm} = e_{72m} \quad (3)$$

$$e_{72m} = 10 + 3.33 \times (\sigma/\eta)^{0.5} \quad (4)$$

mit:

σ	Oberflächenspannung in [mN/m]
η	dynamische Viskosität in [mN S/m ²]

Das Regelwerk bietet hier zwar auch einen Lösungsansatz für Querschnitte mit wechselnden riss-erzeugenden Beanspruchungen, aber dieser Nachweis nach (1-9) [2] ist in der Praxis nur schwer umsetzbar. Hierfür wären nämlich zeitaufwendige Labortests mit den vorhandenen Betonrezepturen und dem Medium erforderlich. Die Proben müssten dabei mindestens sieben Tage feucht und weitere 56 Tage bei Normalklima gelagert werden. Die Prüfung selbst dauert weitere 72 Stunden, also drei Tage. Dies ist bei den engen Terminplänen und der noch ungewissen Auswahl der eingesetzten Produkte bzw. wassergefährdender Stoffe verschiedener Hersteller nicht realisierbar. Einzelheiten zur Prüfung können Anhang A5 in [2] entnommen werden.

$$\begin{aligned} xw &\geq \gamma_c \times e_{wtk} \\ &\geq 2 D_{\max} \\ &\geq 50 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5)$$

mit:

xw	Druckzonenhöhe
γ_c	Sicherheitsbeiwert nach Tab. 1-1 [2]
e_{wtk}	Eindringtiefe in der vorgerissenen Druckzone

$D_{\max}$ Nennwert des Größtkorns

Der Nachweis der Mindestdruckzonenhöhe ist für die beiden nachfolgenden Kombinationen der Einwirkungen zu Erbringen.

Vor der Beaufschlagung:

$$E_d = E_d(\sum G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum(\psi_{0,i} * Q_{k,i})) \quad (6)$$

Während der Beaufschlagung:

$$E_{d,A} = E_{d,A}(\sum G_{k,j} + P_k + A_d + (\psi_{2,1} * Q_{k,1})) \quad (7)$$

Des Weiteren ist der Nachweis für eine Rissbreite von 0,2 mm für die seltene Lastfallkombination zu erbringen. Hierdurch wird sichergestellt, dass selbst bei nicht erwartbaren Belastungen möglichst nur kleine Leckagen entstehen könnten.

3 Projekterfahrungen, Herausforderungen und Problemstellungen aus der Baupraxis

3.1 Übersicht aktueller HGÜ-Anlagen und Standortanforderungen

Siemens Energy zählt zu den führenden Lieferanten von Hochspannungs-Gleichstrom-Übertragungssystemen (HGÜ) in der westlichen Welt. In Deutschland ist das Unternehmen federführend am Ausbau der HGÜ-Infrastruktur beteiligt und realisiert den überwiegenden Teil der Konverterstationen entlang der zentralen Nord-Süd-Übertragungskorridore sowie zahlreiche landseitige Stationen der 2-GW-Offshore-Netzanbindungen. Sowohl Flachgründungen als auch Tiefgründungen der Trafowannen sind in Abhängigkeit des vorhandenen Bodens und der Randbedingungen am Bauort vorhanden, wobei der Gesamtanteil beider Gründungsarten ungefähr gleich ist. Besonders die flach gegründeten Transformatorenwannen sind empfindlich gegenüber Schiefstellungen durch Differenzsetzungen (vergleiche Berechnungsergebnisse der Trafowan-nengesamtverformung in Abbildung 4). In den Bereichen der rückwärtigen Brandwand überlagern sich die Spannungen im Baugrund aus dem Gewicht der Brandwand und dem Gewicht der Transformatoren. Hier sind häufig Bodenverbesserungen, z. B.

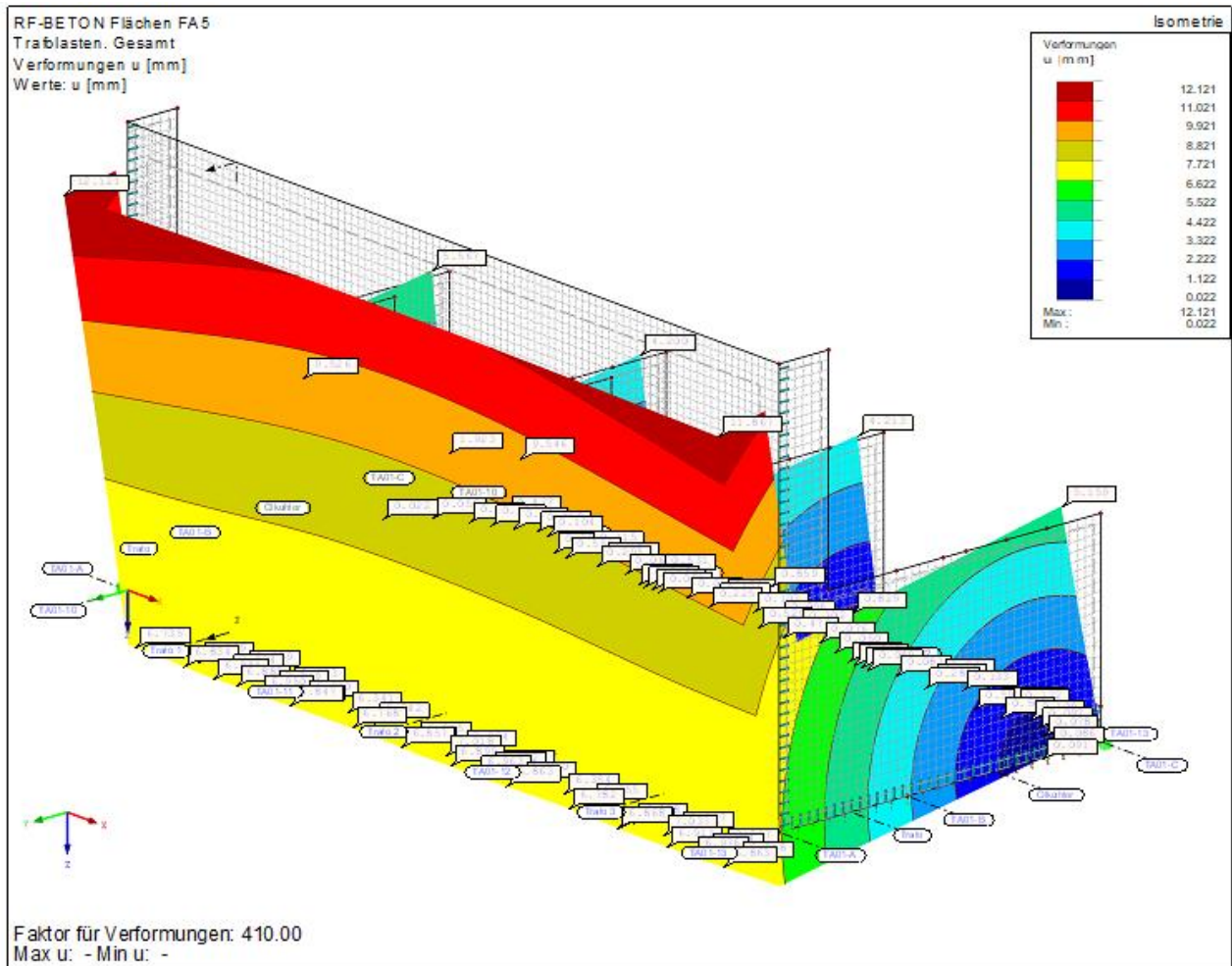


Abbildung 4 Beispielhafte Verformungen / Schiefstellung einer Trafowanne aufgrund ungleichmäßiger Belastung ohne Windeinfluss

Rüttelstopfverdichtungen oder Vorbelastungen mit Erdüberschüttungen, erforderlich.

3.2 Konstruktive Umsetzung von WHG-konformen Wannen für Großtransformatoren

Die Wahl des Herstellungsverfahrens überlässt Siemens Energy den Nachunternehmern. Diese entscheiden sich ungefähr in gleichen Teilen für konventionelle Kletterschalverfahren und Gleitbauschalung. Wird Gleitschalung eingesetzt, so ist ein besonderes Augenmerk auf die kontinuierliche Lieferung von Transportbeton über ca. 7 Tage und Nächte zu legen (vergleiche Abbildung 5 und Abbildung 6). Für den Ausfall von Mischanlagen sind entsprechende Reservekapazitäten vorzuhalten, damit die Betonage (bis zu 1000m³) nicht unterbrochen werden muss. Nacharbeiten und Wochenendarbeiten sind behördlich zu beantragen. Im Vorfeld müssen die Bewehrungspläne entsprechend umgearbeitet werden, da sich die vertikale Bewehrung

systembedingt in einem Bereich mit schlechtem Verbund befindet. Im Nachgang müssen die Hohlräume der Kletterrohre mittels Vergussbeton verschlossen werden.



Abbildung 5 Gleitschalung aller Brandwände (7 Tage)

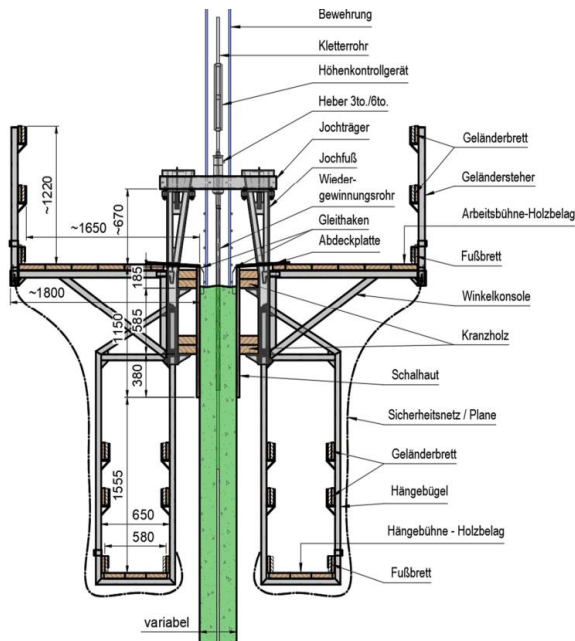


Abbildung 6 Typische Aufbau Gleitschalung

3.3 Fehlerquellen in der Ausführung von FD-Betonwannen und deren Auswirkungen

Schäden an den Bodenplatten von Auffangwannen treten nur in Ausnahmefällen auf. Das konstruktive Prinzip der Zwangskraftreduzierung durch Gleitschichten hat sich als wirksam erwiesen. Demgegenüber entstehen Schäden überwiegend an den Wänden. Diese sind in der Regel auf eine unzureichende Schwächung der Bewehrung im Bereich der Sollrissfugen zurückzuführen. Die Bewehrung muss im Bereich der Sollrissfugen auf das statisch erforderliche Mindestmaß begrenzt werden, um die Aufnahme der Verformungseinwirkung / der Rissbreite in der Sollrissfuge zu ermöglichen. Hierzu wird beispielsweise nach der Verlegung die horizontale Wandbewehrung bei der Sollrissfuge zu 50 % durchschnitten (vergleiche Abbildung 7). Bei der Bewehrungsplanung ist die Lage der Sollrissfugen zwingend zu berücksichtigen. Bewehrungsstöße dürfen keinesfalls im Bereich der Sollrissfugen angeordnet werden. Andernfalls ist mit einem unkontrollierten Rissverlauf, auch außerhalb der Sollrissfugen, zu rechnen. In Abbildung 7 ist die Bewehrung im Bereich der Sollrissfuge (Kreuzfugenblech) dargestellt. Inkorrekterweise verläuft jedoch ein Überlappungsstoß der horizontalen Bewehrung über die Sollrissfuge. Dadurch können sich, wie in Abbildung 8 ersichtlich, auch Risse außerhalb der vorgesehenen Schattenfuge entwickeln.



Abbildung 7 Bewehrungsstoß bei Sollrissfuge und Durchtrennung der horizontalen Bewehrung auf statisch erforderliche Bewehrung



Abbildung 8 Rissbildung neben vertikalen Sollrissfuge

Trennrisse können auch entstehen, wenn Sollrissfugen nicht an den schwächsten Stellen der Wand angeordnet werden. Abbildung 9 zeigt einen Trennriss, der an einer Querschnittsschwächung der Wand für die Trafoschieneneinführung entstand, obwohl in unmittelbarer Nähe eine Sollrissfuge angeordnet war. In diesem Fall hätte die Sollrissfuge im Bereich der vorhandenen Querschnittsschwächung angeordnet werden sollen.

Aufgrund der engen Bewehrung sind die Fugenblechstöße nur schwer zugänglich, weshalb es ebenfalls häufig zu fehlerhaften Verschweißungen kommt. In der Vergangenheit hat sich das Verkleben der Stöße hier als die bessere Lösung herausgestellt. In Zusammenarbeit mit WHG-Sachverständigen und Sika wurde hierfür eine zugelassene Verklebung ausgearbeitet. Diese wird bereits seit Jahren erfolgreich eingesetzt. In Abbildung 10 ist eine reale Ausführung mit verklebtem Fugenblechstoß dargestellt.



Abbildung 9 Ausbildung eines Trennrisses durch falsche Lage Sollrissfuge in Wand

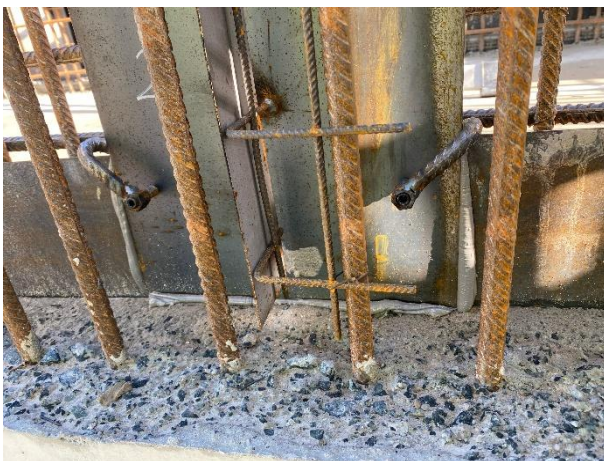


Abbildung 10 WHG konform verklebter Fugenblechstoß

4 Zusammenfassung und Ausblick

4.1 Zukünftige Entwicklungen im Bereich der HGÜ-Infrastruktur

Die aktuelle Entwicklung der HGÜ wird maßgeblich durch spannungsgeführte HGÜ-Systeme (VSC-HGÜ) geprägt. Moderne VSC-Systeme erreichen heute Nennspannungen bis ± 525 kV und Übertragungsleistungen von etwa 3 GW. Sie ermöglichen eine hochdynamische Leistungs- und Spannungsregelung sowie Schwarzstartfähigkeit. Dadurch sind sie besonders geeignet für die Netzintegration erneuerbarer Energien, urbane Hochleistungseinspeisungen und den Aufbau von Multi-Terminal- und vermaschten Gleichstromnetzen. Der

technologische Fokus liegt zunehmend auf der Systemflexibilität und der Netzstützungsfunktion und weniger auf einer weiteren Erhöhung der Nennspannung. Daher ist insgesamt mit weiteren Projekten zu rechnen. Wie im Beitrag erläutert, sind Großtransformatoren ein Herzstück der HGÜ-Anlage und die notwendigen Trafowannen unverzichtbar.

4.2 Impulse für die universitäre Forschung

Die DAfStb-Richtlinie [2] bildet den Stand der Technik grundsätzlich ab, weist jedoch in der praktischen Anwendung sowie im Abgleich mit bauaufsichtlichen Regelwerken wie der MVV TB [6] erkennbaren Weiterentwicklungsbedarf auf.

Forschungspotenziale ergeben sich insbesondere bei der normativen Berücksichtigung leistungsfähiger Polymerbitumenbahnen für niedrige Verarbeitungstemperaturen, der Substitution gesundheitskritischer Prüfflüssigkeiten sowie bei der klaren Definition eines Dichtheitsnachweises für überdrückte Risse unter Biegebeanspruchung. Zudem fehlen bislang zerstörungsfreie Verfahren zur Bestimmung der Eindringtiefe wassergefährdender Stoffe in Bestandsbeton. Vor dem Hintergrund der abweichenden Anforderungen an zulässige Rissbreiten (0,1 mm nach MVV TB [6] versus 0,2 mm in der ingenieurmäßigen Praxis [2]) sowie der fehlenden Erweiterung etablierter Bemessungsansätze wie der Grasser-Formel auf kombinierte Beanspruchungen bietet sich ein kohärentes Themenfeld für universitäre Forschung an. Ziel sollte eine technisch präzierte, widerspruchsfreie und zugleich praxisgerechte Weiterentwicklung der DAfStb-Richtlinie sein.

In diesem Zusammenhang sind auch die Auswirkungen des neu überarbeiteten Eurocode 2 (Version 2023) [7] auf die Rissbreitenbeschränkungen kritisch zu analysieren. Das neue Bemessungsmodell kann dazu führen, dass höhere Bewehrungsmengen erforderlich werden, da es am abgeschlossenen Rissbild kalibriert ist und hier bei den Trafowannen in der Regel der Zustand des Einzelrisses vorliegt. Eine Bewehrungserhöhung ist in der Baupraxis problematisch, da extreme Bewehrungskonzentrationen, insbesondere in Fugenbereichen und Wandknoten, die qualitätsgerechte Verarbeitung sowie

das Verdichten des Betons deutlich erschweren und somit das Risiko von Ausführungsfehlern erhöhen. Zur Reduktion der Einwirkungen sollte auch im Zusammenhang mit der DAfStb-Richtlinie [2] der verformungskompatible Bemessungsansatz, wie er im MRZ: BAW Merkblatt [8] angewendet wird, aufgenommen werden. Durch eine realitätsnahe Modellierung der Zwang- und Verformungseinwirkungen könnte versucht werden, die rechnerischen Beanspruchungen gezielt zu reduzieren. Dies könnte bei gleichzeitiger Beherrschung einer kontrollierten Rissbildung eine wissenschaftlich begründete Reduzierung des Bewehrungsgrads ermöglichen.

Ein weiterer Gegensatz zwischen den Richtlinien und der Praxis zeigt sich im Umgang mit Feinrissen. In der Baupraxis wird zwar häufig eine Verpressung von Rissen ab einer Rissbreite von mehr als 0,1 mm gefordert. Eine ingenieurmäßig zuverlässige und dauerhafte Injektion ist jedoch bei Rissweiten von genau 0,1 mm technisch schwer realisierbar. Gleichzeitig ist auch die Frage der Notwendigkeit zu stellen. In der aktuellen Baupraxis werden daher Probefüllungen ausgeführt und es werden nur die Risse saniert, die zu Undichtigkeit führen.

Wie bereits erwähnt sind im WHG [1] im Gegensatz zu anderen sicherheitsrelevanten Regulierungen keine Geringfügigkeitsgrenzen für Austritts- oder Tropfmengen verankert. In der Praxis ist diese Nulltoleranz jedoch diskussionswürdig, da es bei anderen Anlagen wie Motoren oder Geräten eine unvermeidbare, geringe Menge an Leckage oder vernachlässigbare Tropfverluste gibt, die in der Realität kaum zu einer Beeinträchtigung führen. Die Geringfügigkeitsgrenzen sollten daher in Abhängigkeit der Stoffarten erarbeitet werden.

Darüber hinaus sollte auch bei der Zulässigkeit von Trennrissen eine differenzierte Analyse durchgeführt werden können (Vergleich [9]). Hierbei ist es von Relevanz, den Zusammenhang zwischen den Eigenschaften des Mediums, wie beispielsweise die Viskosität, die Penetration in ungestörtem Beton, die Verdunstungseffekte und weitere Faktoren, mit der tatsächlich bemessenen Rissbreite und Bauteildicke zu berücksichtigen. Die Penetration von Rissstrukturen durch hochviskose Medien erfolgt signifikant langsamer oder gar nicht, was bei einer praxisnahen Betrachtung der Dichtheitsanforderungen zu berücksichtigen wäre. Dazu wären fundierte wis-

senchaftliche Untersuchungen zum Bauteilverhalten unter wechselnden Beanspruchungen notwendig. Insbesondere ist hierbei der Mechanismus der Dichtheit und Schließverhalten von Rissen mit Rissbreiten unter 0,2 mm, die wieder effektiv gedrückt werden, experimentell zu untersuchen.

Um all diese Fragestellungen beantworten zu können, wären weitere Forschungsprojekte sowie darauf aufbauende Anpassungen der Richtlinien [2] & [3] sinnvoll.

5 Literatur

- [1] Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts 1) 2) *Wasserhaushaltsgesetz - WHG* – (31. Juli 2009 BGBl. I S. 2585), Zuletzt geändert durch Art. 7 G v. 29.3.2026 https://www.gesetze-im-internet.de/whg_2009/index.html
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (BUmwS)*, Ausgabe März 2011
- [3] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.: *DWA-A 786 (TRwS 786) Technische Regel wassergefährdender Stoffe-Ausführung von Dichtflächen*, DWA, Oktober 2020
- [4] DIN EN 1992-1-1:2011-01: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2011
- [5] Bundesministerium für Verkehr: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten*, Januar 2026
- [6] Muster-Verwaltungsvorschrift: *Technische Baubestimmungen (MVV TB)*, Ausgabe 2025/1
- [7] EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels, 2023
- [8] *MRZ: BAW Merkblatt, Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2025
- [9] Fritzenwallner, F.: *Beitrag zur praktischen Anwendung der Bemessung von flüssigkeitsdichtem Beton*, FH Joanneum, Bachelorarbeit, 2025

Hangbrücke Henndorf – Ertüchtigung und Integralisierung einer 150 m langen Spannbetonbrücke im Kriechhang

Michael Mayer

König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH Leipzig - Niederlassung Graz

Helmut Hartl

Land Burgenland

KURZFASSUNG:

Die Hangbrücke Henndorf mit einer Gesamtlänge von mehr als 150 m wurde zu Beginn der 1970er Jahre im Burgenland errichtet. Aufgrund der Querung eines Kriechhangs wurde einerseits ein spezielles Gründungskonzept mittels Schlitzwandkästen umgesetzt. Andererseits erfolgte die Herstellung des Überbaus im Freivorbau. Nach 50 Jahren im Betrieb zeigte das Bauwerk Defizite hinsichtlich des Erhaltungszustandes an den Fahrbahnübergängen, im Bereich der Spannköpfe und auch hinsichtlich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Anstelle wiederkehrender Instandsetzungen sollte dieses Tragwerk dauerhaft auf die aktuellen Lastniveaus angepasst und gleichzeitig integralisiert werden. Trotz der großen Tragwerkslänge war es durch eine vertiefte Planung möglich, das Bestandstragwerk fit für die Zukunft zu machen. Die Ertüchtigung erforderte u.a. Verstärkungen in den Widerlagerbereichen, eine externe Vorspannung, eine Aufbetonergänzung und die Anordnung von Fahrbahnübergängen aus Gummibeton.

1 Einleitung

Bestehende Bauwerke über ihre prognostizierte Lebensdauer hinaus zu erhalten ist häufig nicht nur ein ökonomischer Zwang, sondern vor allem aus Sicht der Ressourcenschonung sinnvoll.

Die Bauwerksprüfung zeigt, dass Bewegungsfugen stets gefährdet sind, dass chloridhaltiges Wasser Zutritt zur Tragkonstruktion findet. Bei Spannbetonbrücken sind die Bereiche um die Spannköpfe in dieser Hinsicht konstruktionsbedingt oft exponiert. Zusätzlich können bei älteren Brücken diese Bereiche meist nicht handnah geprüft werden.

Integrale Brücken haben im Neubau aufgrund der Vorteile hinsichtlich der Robustheit und Dauerhaftigkeit bei Spannweiten bis 60 m ihren Siegeszug angetreten. Auch längere integrale Brücken sind im Alltag des Brückenneubaues angekommen.

Wenn nun aufgrund der Brückenprüfung ohnedies bauliche Maßnahmen zur Wahrung der Zuverlässigkeit und Dauerhaftigkeit erforderlich sind, stellt sich

die Frage, ob es grundsätzlich technisch möglich ist, auch bestehende längere Spannbetonbrücken in integrale Brücken umzubauen. Und ob dies auch in Hinblick auf die zu erwartende Restlebensdauer wirtschaftlich und aus Gründen der Ressourcenschonung zweckmäßig ist.

Diese Thematik wird in diesem Beitrag anhand der im Jahr 1972 in Betrieb genommenen Hangbrücke Henndorf (Objekt 20009) erörtert. Die Brücke befindet sich im Burgenland im Zuge der B57, Güssinger Straße. Diese Straßenbrücke, wurde im Jahr 2024 hinsichtlich des zu dieser Zeit aktuell gültigen Normenstands (u.a. [1-6]) ertüchtigt und integralisiert. Diese Maßnahme soll durch den Entfall von Lagern und Fahrbahnübergängen künftige Aufwendungen für die Instandhaltung minimieren.

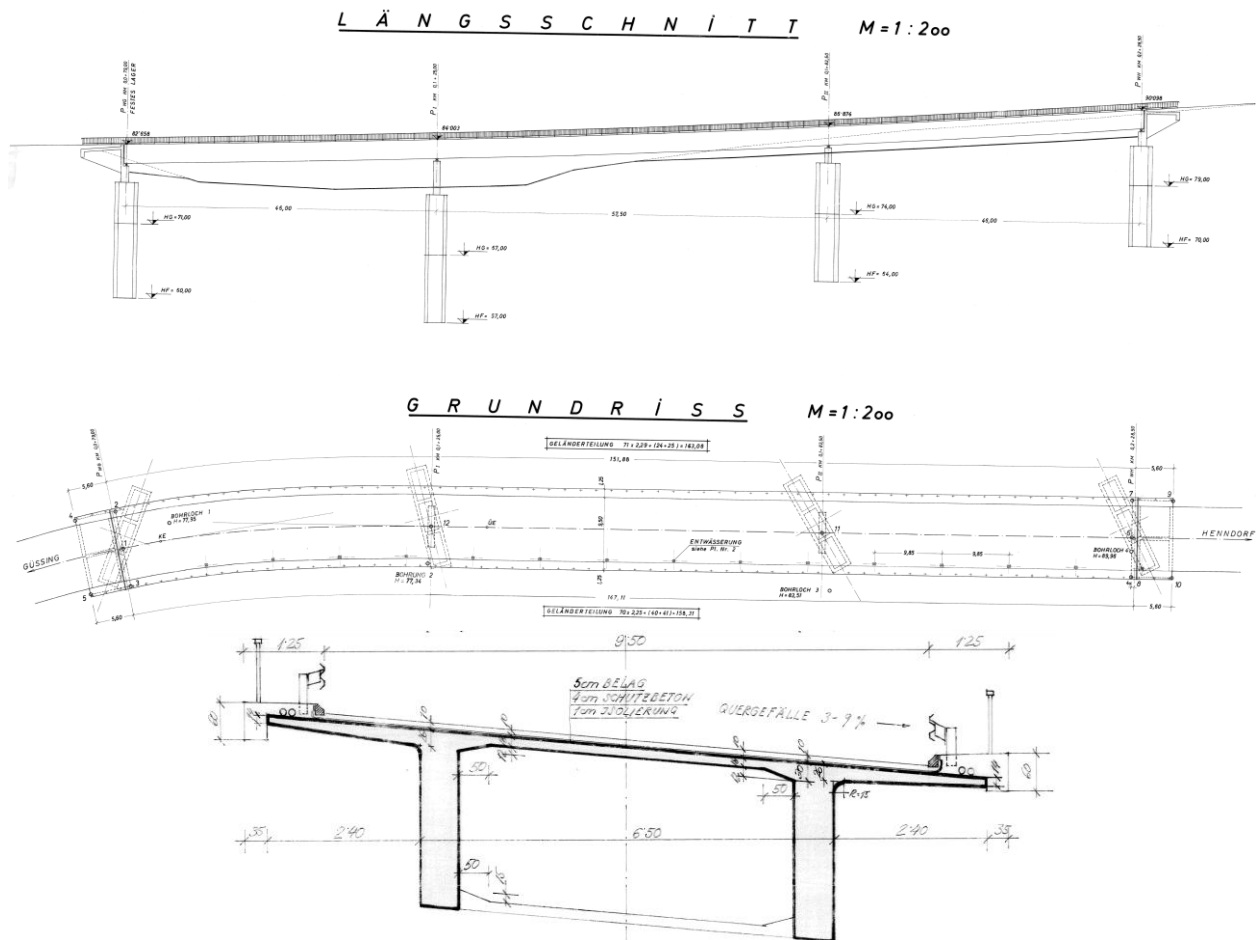


Abbildung 1 Längsschnitt (oben), Grundriss (mittig) und Regelquerschnitt (unten) der Hangbrücke Henndorf

2 Ausgangssituation

2.1 Tragwerksbeschreibung

Die 3-feldrige, in Summe über 150 m lange Hangbrücke wurde in den Jahren 1970 bis 1972 im Freivorbau errichtet und quert einen Kriechhang. Wie Abbildung 1 zu entnehmen ist, haben die Einzelstützweiten des konventionell gelagerten Überbaus rund 46 m, 57,5 m und 46 m betragen.

Der Überbau wurde insbesondere im Vergleich zu heutigen Standards ressourcenoptimiert hergestellt. Der 11,3 m breite Überbauquerschnitt (siehe Abbildung 1) entspricht in den Feldbereichen einem 2-stegigen Plattenbalken. In den Stützbereichen geht dieser Querschnitt entsprechend dem Vorzeichenwechsel des Biegemoments in einen geschlossenen Kasten über. Die Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgern wies im Bestand eine planmäßige Stärke von 0,18 m auf. Die Vorspannung des Überbaus erfolgte mittels 492 Stabspanngliedern mit einem Durchmesser von 26,5 mm und einer Spannstahlgüte St 80/105.

Die Gründung des Tragwerks wurde mittels Schlitzwandkästen realisiert. Wie im Grundriss in Abbildung 1 zu erkennen ist, wurden diese Kästen nicht parallel zu den Rändern der aufgesetzten Widerlager bzw. Pfeiler errichtet. Vielmehr wurden diese mit ihrer maximalen Biegesteifigkeit in der Bewegungsrichtung des Hanges ausgerichtet. Die geplante Einbindung der Schlitzwandkästen unter der prognostizierten Gleitebene hat zwischen 9 m und 11 m betragen.

Für die statisch konstruktive Planung der Brücke wurde eine Belastbarkeit entsprechend der Brückengruppe I gemäß ÖNORM B 4002/1964 (3 x 25 t LKW/ 60 t Raupe mittig) angenommen [7].

2.2 Bauwerkszustand nach ca. 50 Jahren in Betrieb

Im Jahr 1997 erfolgte eine Instandsetzung der Brücke aufgrund von Mängeln an der Brückenausrüstung. Hierbei wurden die Randbalken, Geländer, Entwässerungen, Elastomerlager an den Widerlagern und Fahrbahnübergänge ausgetauscht, sowie

der Fahrbahnbelag und die Brückenabdichtung erneuert. Bei einer im Jahr 2012 durchgeführten Brückenprüfung wurde festgestellt, dass die 1997 erneuerten Fahrbahnübergänge undicht waren und sich hieraus eine potentielle Schadstelle für die Spanngliedverankerungen in den Widerlagerbereichen ergibt. Der Gesamtzustand der Brücke wurde mit der Note 3 bewertet.

Um eine Datengrundlage für eine Machbarkeitsstudie zu schaffen, wurden die Unterbauten der Brücke mittels längerfristiger Präzisionsvermessungen überwacht. Das Ergebnis ebenjener zeigte, dass die Schlitzwandkästen inkl. der aufgehenden Unterbauten nicht in Bewegung sind. Ebenso wurde die Temperaturendeckung des Tragwerks untersucht. Diese zeigt, dass sich das Tragwerk mit dem Mittelwert der meteorologischen Temperatur über die vorangegangenen 18 Stunden und einem Temperaturendeckungskoeffizienten von $\alpha_T = 9,3 \times 10^{-6}$ dehnt. Ob dieser Ausdehnungskoeffizient dem Material geschuldet ist oder ob durch die hangnahe Lage des Tragwerks die Bodenvegetation eine gewisse Dämpfung in der dehnungsrelevanten Tragwerkstemperatur verursacht, ist für das Ergebnis unerheblich und wurde deshalb auch nicht weiter untersucht.

2.3 Zielsetzung und Aufgabenstellung

Aufgrund des Erhaltungszustands der Brücke und den Vermessungsergebnissen sollte im Sinne einer nachhaltigen Tragwerkserhaltung überprüft werden, ob das Tragwerk zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit und der Restlebensdauer trotz der großen Länge und der Randbedingungen integralisiert werden kann. Zusätzlich sollte gleichzeitig das Traglastniveau der Brücke auf die Lastmodelle LM 1, LM 2 & LM 3 nach [1] inkl. [2] ohne projektspezifische Anpassung der α - und β -Faktoren bzw. der Fahrspureinteilung erhöht werden.

3 Machbarkeitsstudie

Da zum Zeitpunkt der Absicht zur Ertüchtigung der Brücke (2017) keine Vergleichswerte zur Integralisierung von Brücken dieser Länge vorlagen, wurde seitens des Brückenerhalters eine Machbarkeitsstudie in Auftrag gegeben. Diese sollte aufzeigen, welche Maßnahmen erforderlich sind, um das beabsich-

tigte Ziellastniveau zu erreichen und die zu erwartenden Zwangbeanspruchungen beherrschen zu können.

3.1 Defizite des Bestands

Zu diesem Zweck wurde eingangs eine Defizitanalyse des bestehenden Tragwerks durchgeführt. Diese hat neben weiteren konstruktiven Defiziten ergeben, dass der α -Wert der Quertragrichtung hinsichtlich Biegung zufolge LM 1 nach [1] inkl. [2] ob der schlanken Fahrbahnplatte bei 0,60 lag. Weiterhin errechnete sich der maßgebende α -Wert der Längstragrichtung zu 0,41. Maßgebend war die Querkraftbeanspruchung des LM 3.

3.2 Zwang aus Temperatur

Aufgrund des Alters des Bestandstragwerks war davon auszugehen, dass Zwänge aus der Betonalterung (Schwinden und Kriechen) im Falle der Integralisierung lediglich eine untergeordnete Rolle spielen. Jedoch bestand die Erwartung, dass temperaturbedingte Zwänge zu kritischen Beanspruchungen führen würden.

Folglich wurden umfangreiche Studien, u.a. unter Berücksichtigung nichtlinearer Bettungssteifigkeiten, zur Quantifizierung ebenjener Zwänge durchgeführt. Hierdurch wurde zum einen festgestellt, dass eine Änderung der Bettungssteifigkeit um den Faktor 2 zu einer Änderung der Zwangbeanspruchungen von bis zu ca. 25 % führt. Zum anderen lag die maßgebende Zwangnormalkraft in einer Größe von in etwa 15 % der Bestandsvorspannung. Das entspricht grob den erwartbaren Spannkraftverlusten zufolge Langzeiteffekten. Hieraus resultiert eine auf die Spannkraft bezogene Schwankung der Zwangsschnittgrößen zufolge der Änderung der Bettungssteifigkeiten von rund 4 %. Somit konnte gezeigt werden, dass etwaige Schwankungen der Bettungsparameter im vorliegenden Fall zu vernachlässigbaren Änderungen der Zwangbeanspruchungen führen würden und hieraus keine maßgebenden Unwegbarkeiten resultieren.

Für den Anschluss der Widerlager an das Fundament wurde eine Sonderlösung, welche als Mittelweg zwischen klaffender Fuge und Betongelenk gesehen werden kann, und in 4.2.1 detailliert erläutert wird, erforderlich.

3.3 Ableitung Ertüchtigungskonzept

Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse und der Charakteristika des Bauwerks wurde im Weiteren ein Ertüchtigungskonzept abgeleitet. Dabei gilt es anzumerken, dass verschiedenste Varianten untersucht wurden. Lediglich auf die Anwendung von UHPC (siehe [8]) sollte verzichtet werden.

Letztlich konnte aufgezeigt werden, dass die angestrebte Ertüchtigung bei gleichzeitiger Integralisierung der Hangbrücke Henndorf nicht nur konstruktiv machbar ist, der erforderliche Aufwand ist auch in wirtschaftlicher Hinsicht gut vertretbar.

Das hierzu erforderliche Ertüchtigungskonzept umfasste im Wesentlichen:

- eine 0,10 m starke und konventionell bewehrte Aufbetonschicht mit Überkronung (siehe Abbildung 2),
- Vorsatzschalen aus hochfestem Beton (C 50/60) in den Widerlagerbereichen und
- eine externe Vorspannung (ca. 20 MN) am integralisierten System inkl. der Ergänzung zusätzlich erforderlicher Umlenkpunkte.

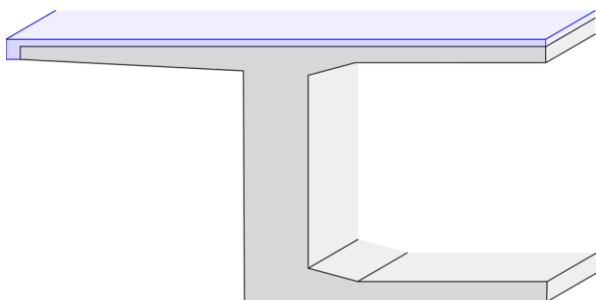


Abbildung 2 Aufbeton mit Überkronung im Kastenbereich

Die externe Vorspannung sollte demnach so eingesetzt werden, dass insbesondere auch die Defizite der Querkrafttragfähigkeit des Bestands kompensiert werden konnten. Gleichzeitig durfte die zusätzliche Vorspannung keine negativen Auswirkungen auf die Betonspannungen des Bestands haben.

Weiterhin wesentlich war, dass dem Übergang der Widerlager auf die Schlitzwandkästen erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet wird. Aufgrund der geringen, vorhandenen Anschlussbewehrung in diesem Bereich, der Kontaktfläche in Form eines Parallelogramms, dem Aufwand bzw. den Beschränkungen bei nachträglich eingebohrten Bewehrungsstäben sowie zur Vermeidung nennenswerter Zusatzbean-

spruchungen des Baugrunds galt es, eine Sonderlösung zu entwickeln. In diesem Zusammenhang sollten die kraftschlüssig mit den Bestandswiderlagern verbundenen luft- und erdseitigen Vorsatzschalen aus hochfestem Beton eine Einschnürung der Druckzone im Anschluss an die Schlitzwandkästen ermöglichen.

4 Detailplanung

Aufgrund der aus Sicht des Brückenerhalters ökonomisch positiven Beurteilung des erarbeiteten Ertüchtigungskonzepts erfolgte eine Detailplanung zur Ertüchtigung und Integralisierung der Hangbrücke Henndorf.

4.1 Globale Tragwerksertüchtigung

Die externen Spannglieder sollten im Zuge der Ertüchtigung zwischen den Stegen des Überbaus geführt werden, um sie vor äußeren Einflüssen wie Sonneneinstrahlung (Temperatur und UV) und unbeabsichtigten mechanischen Einwirkungen zu schützen. Auch die Attraktivität für Vandalismus soll dadurch sinken. Der in Abbildung 3 dargestellte Spanngliedverlauf wurde so gewählt, dass es mit einer Optimierung der Größe der Vorspannkraft möglich war, die Querkrafttragfähigkeit auf das geforderte Niveau zu steigern und gleichzeitig die Gebrauchsspannungen des Tragwerks nicht ungünstig zu beeinflussen.

Durch die Umlenkung der Spannglieder im Aufriss konnte ein der Querkraft aus äußeren Lasten entgegenwirkender Querkraftanteil generiert werden. Weiterhin führte die zusätzliche Vorspannkraft dazu, dass einzelne Abschnitte des Überbaus im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) rechnerisch im Zustand I verbleiben.

In den im Zustand I verbleibenden Kastenbereichen in den Nahbereichen der Pfeiler konnte die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit durch die Optimierung von Spanngliedverlauf und Vorspannkraft mit Hilfe des Nachweiskonzeptes aus [5] durch Hauptspannungsnachweise bestätigt werden.

In den im Zustand II befindlichen Bereichen konnte mit dem konventionellen und äußerst konservativem Vorgehen gemäß [3] inkl. [4] keine ausreichende Querkraft- und Torsionstragfähigkeit nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wurde die detailliertere Nachweisführung nach [9] auf Stufe 3 durchgeführt. Hierdurch war es möglich, auch den

real vorhandenen Betontraganteil zusätzlich zum Stahltraganteil (in etwa Mindestquerkraftbewehrung nach [3] inkl. [4] vorhanden) in Rechnung zu stellen. Unter Berücksichtigung dessen konnte die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit des Überbaus auch für das Ziellastniveau nachgewiesen werden. Trotz der im GZT im Zustand I verbleibenden Teilbereiche des Überbaus wurden die linear elastisch ermittelten Zwangbeanspruchungen im GZT entsprechend [6] auf 60 % abgemindert. Grund hierfür ist, dass die Zwangbeanspruchungen eine Integralgröße der Tragwerksverformungen darstellen und somit nicht ausschließlich von einzelnen Teilbereichen abhängig sind.

Durch die zur Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit notwendigen Maßnahmen ergaben sich in den Feldbereichen hinsichtlich Biegung und Längskraft deutliche Reserven. Die Auslastung der Stütz- und Einspannbereiche wiederum konnte durch im Aufbeton ergänzte Zulagebewehrung gesteuert werden.

4.2 Lokale Tragwerksertüchtigung

Die globalen Reserven der Biegetragfähigkeit waren hinsichtlich einzelner Detailpunkte von großer Bedeutung.

4.2.1 Verbindung Widerlager zu Gründung

Erste Berechnungen mit starr an die Widerlager-scheiben angeschlossenen Pfahlkopffplatten haben ergeben, dass aufwendige Ertüchtigungsmaßnahmen in diesem Bereich zur Aufnahme der ermittelten Kräfte notwendig gewesen wären. Allerdings hat die starre Modellierung den geplanten Anschluss durch lediglich auf die Pfahlkopffplatte aufgesetzten Vorsatzschalen aus hochfestem Beton (siehe Abbildung 4 oben) nicht ausreichend erfasst und zu einer Überschätzung der Steifigkeit dieses Punkts geführt.

Dahingegen ist die reale Anschlusssteifigkeit in diesem Übergangsbereich eine Funktion aus der Geometrie der Aufstandsfläche, der vorhandenen und ausreichend verankerten Anschlussbewehrung und dem Einschnürungspotential der Druckzone. Die modelltechnische Abbildung der Fuge (siehe Abbildung 4 unten) erfolgte daher einerseits durch eine Kopplung, welche Normal- und Querkräfte übertragen kann. Andererseits wurde im Schwerpunkt der Fuge eine nichtlineare, diskrete Drehfeder appliziert. Die Drehfeder bildete die Momenten-Krümmungsbeziehung der Fuge unter Berücksichtigung der neu zu ergänzenden Vorsatzschalen ab.

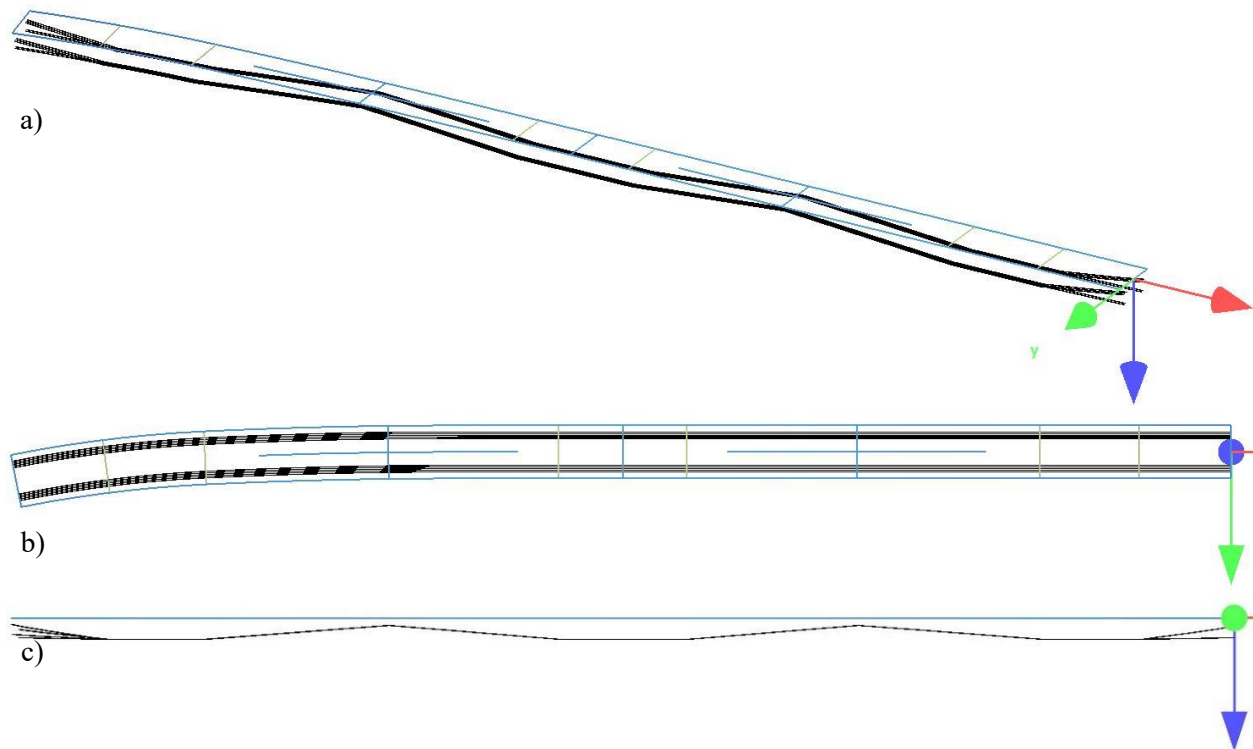


Abbildung 3 Spanngliedverlauf in einer Axonometrie (a)), im Grundriss (b)) und im Längsschnitt (c))

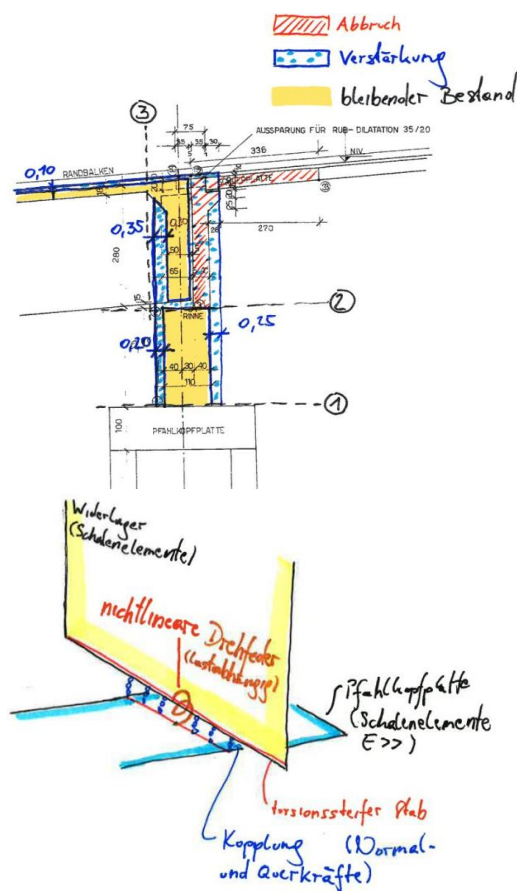


Abbildung 4 Skizzen der geplanten Vorsatzschalen im Widerlagerbereich (oben) und der modelltechnischen Erfassung der Fugeigenschaften (unten)

Aufgrund der Abhängigkeit der Momenten-Krümmungsbeziehung von der jeweiligen Normalkraft wurden für die unterschiedlichen Grenzzustände unterschiedliche Arbeitslinien ermittelt und vorgesehen. Weiterhin führten die nichtlinearen Berechnungen dazu, dass das Superpositionsprinzip außer

Kraft gesetzt wurde. Folglich war es notwendig, vorab die maßgebenden Lastfallkombinationen zu ermitteln und diese getrennt voneinander zu untersuchen.

Durch den aus der Fugennachgiebigkeit resultierenden verminderten Einspanngrad ergaben sich im Weiteren, im Vergleich zur starren Kopplung, erhöhte Biegebeanspruchungen des Überbaus.

Letztlich konnte festgestellt werden, dass die verfeinerte Berücksichtigung des Tragverhaltens der Anschlussfugen im Vergleich zu einer starren Kopplung zu einer Vergrößerung der Randfeldmomente um ca. 15 % führt. Weiterhin konnten so die Nachweise der Kraftweiterleitung im Fugenbereich erbracht werden, ohne weitere Ertüchtigungsmaßnahmen vorsehen zu müssen.

4.2.2 Endquerträger im Widerlagerbereich

Im Vergleich zur vereinfachten Darstellung in Abbildung 4 wurde der Bereich der Spanngliedverankerungen im Widerlager mittels massiver Endquerträger entsprechend Abbildung 5 umgesetzt.

Durch die massive Ausführung des Endquerträgers konnten zum einen die Ausführung der Rahmeneckbewehrung und des Schleppplattenanschlusses vereinfacht werden. Zum anderen wurde durch diese Ausführung sichergestellt, dass in der Fuge zwischen neuem Beton und Bestandstragwerk die volle Vorspannkraft vorhanden ist. Das bietet insbesondere mit Blick auf die Dauerhaftigkeit den Vorteil, dass dieser Übergangsbereich überdrückt ist und eine Schädigung der bestehenden Spanngliedköpfe durch etwaige Schadstoffe ausgeschlossen werden kann.

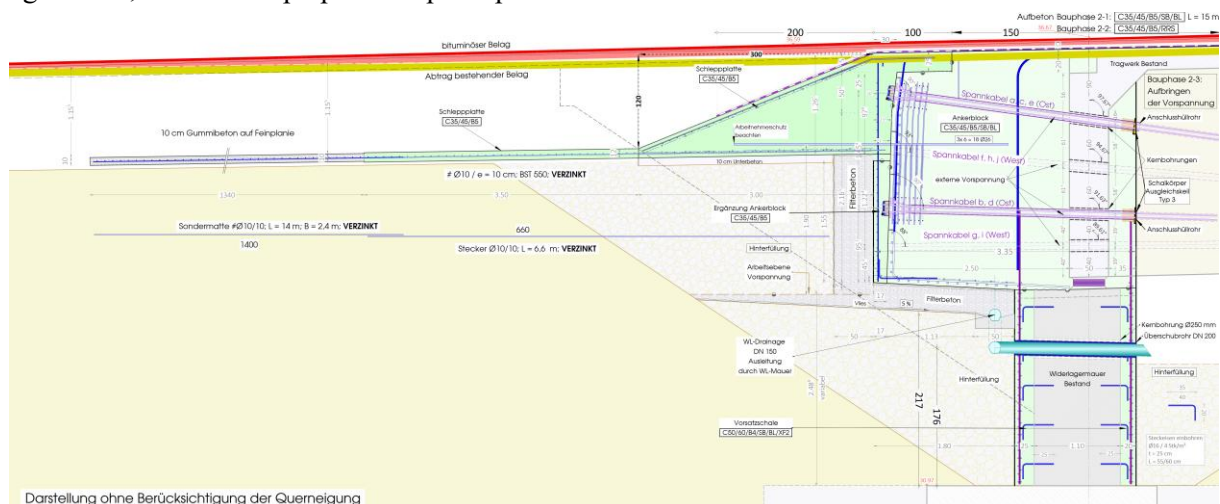


Abbildung 5 Detailschnitt der Verstärkungsmaßnahmen am Widerlager Güssing

4.2.3 Umlenkpunkte der Vorspannung

In Brückenlängsrichtung erfolgte die Umlenkung der vorgesehenen externen Spannglieder mittels zusätzlicher Querträger. Hierbei galt es zwischen Querträgern in den Feld- (siehe Abbildung 6 oben) und den Stützbereichen (siehe Abbildung 6 unten) zu unterscheiden.

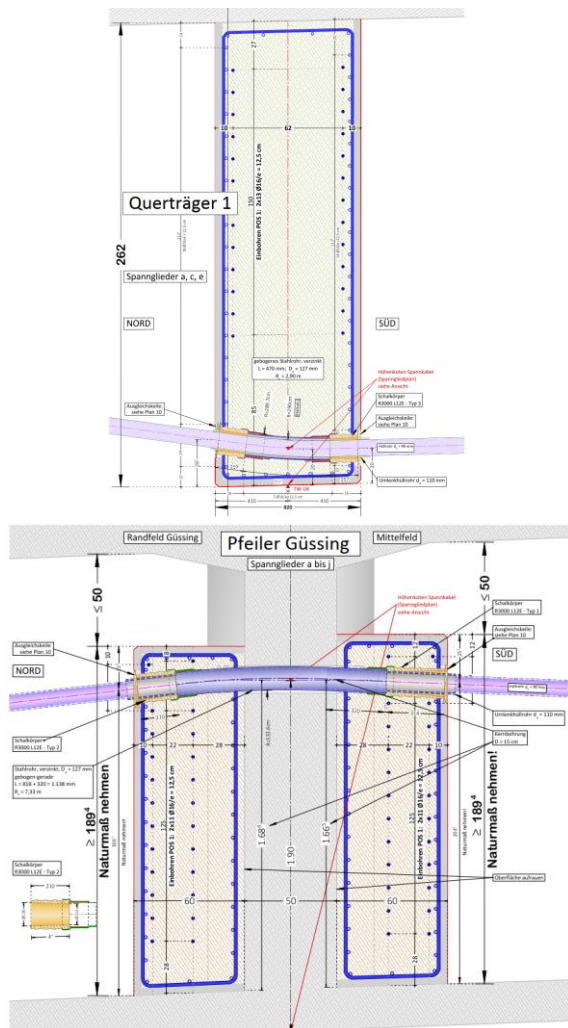


Abbildung 6 Zusätzliche Feldquerträger (oben) und Stützquerträger (unten)

Die Feldquerträger wurden zwischen den Trägern des Überbauquerschnitts über die ganze Höhe gehend ausgeführt. Die Verbindung mit dem Bestand erfolgte mittels eingeborhter Steckisen. Der Bestand wurde in diesem Bereich aufgeraut. Die Position der Steckisen wurde unter Berücksichtigung der vorhandenen Stabspannglieder festgelegt. Bei der Ausbildung der Feldquerträger wurde zu Gunsten einer vereinfachten Ausführung auf eine Optimierung des Betonquerschnitts (beispielsweise Hammerkopf) verzichtet.

Aufgrund der Dichte der vorhandenen Stabspannglieder in der Fahrbahnplatte in den Pfeilerbereichen war es notwendig, die Stützquerträger ohne Öffnungen in der Fahrbahnplatte zu betonieren. Um eine ausreichende Entlüftung des Betons und eine einfachere Ausführung zu gewährleisten, wurden die Stützquerträger nicht über die gesamte Querschnittshöhe ausgeführt.

Eine Besonderheit in der Planung ergab sich aufgrund der Klothoide des Bestands im Grundriss (siehe Abbildung 1). Das führte in Verbindung mit den Spanngliedumlenkungen im Aufriss der Brücke zu Umlenkwinkeln der Einbauteile zur Spanngliedumlenkung in allen 3 Raumrichtungen. Um Unwägbarkeiten in der Ausführung ausschließen zu können, waren in der Detailplanung für jedes Spannglied räumlich angepasste Umlenksättel und für jeden Querträger räumlich angepasste Ausgleichskeile zu planen (siehe Abbildung 7). In Summe waren 40 verschiedene Typen von Ausgleichskeilen erforderlich. Auf diesen Ausgleichskeilen waren konusförmige Befestigungsscheiben vorgesehen. Diese dienten dazu, die einzelnen Schalkkörper für die Spanngliedumlenkung zu positionieren, um einen lagerichtigen räumlichen Einbau in der Schalung sicherzustellen.

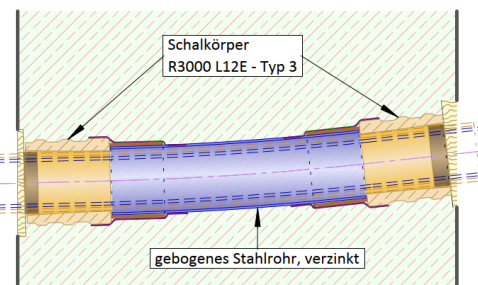
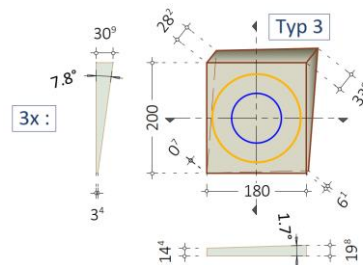


Abbildung 7 Beispiel eines Ausgleichskeils zur Sicherstellung der korrekten räumlichen Spanngliedumlenkung

4.2.4 Gummibetonplatte

Die große Tragwerkslänge erforderte aufgrund des Verzichts auf Fahrbahnübergänge die Ausführung einer Sonderkonstruktion entsprechend [6] zum gezielten Abbau der Tragwerksverformungen in Brückenlängsrichtung.

Im vorliegenden Fall sollte aufgrund der positiven Erfahrungen des Brückenerhalters (siehe u.a. [10] und [11]) eine kostengünstige Lösung aus bewehrtem Gummibeton zum kontinuierlichen Abbau der Verformungen am Brückenende vorgesehen werden.

Gummibeton stellt zu großen Teilen ein Recyclingprodukt dar. Dabei werden die konventionellen Zuschläge durch Gummigranulat ersetzt. Das eingesetzte Gummigranulat wird i. d. R. aus zerkleinerten Altreifen gewonnen. Die Zugabe des Gummigranulats führt zu einer erheblichen Reduktion der Zug- und der Druckfestigkeit im Vergleich zu Normalbeton. Zum anderen liegt die Größe des E-Moduls des Gummibetons bei nur ca. 1 % eines Normalbetons. Hierdurch wird die Dehnsteifigkeit EA eines Gummibetonelements deutlich verringert. Diese Eigenschaft ist es auch, welche Gummibeton für den Einsatz zum kontinuierlichen Verformungsabbau so interessant macht. Zur Verdeutlichung zeigt Abbildung 8 einen Gummibetonzylinder während (links) und nach (rechts) der E-Modul Prüfung. Zu beachten ist auch, dass sich die Verbundeigenschaften im selben Ausmaß reduzieren.

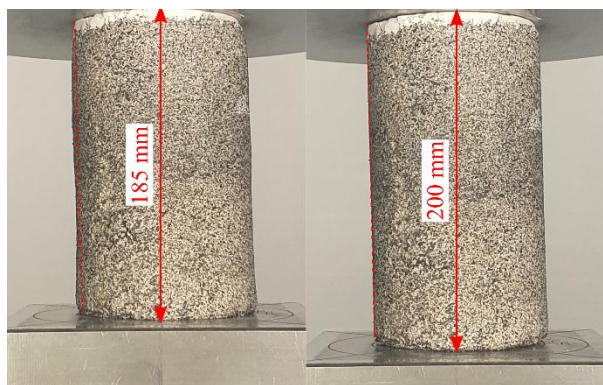


Abbildung 8 Verhalten eines Gummibetonzylinders während (links) und nach (rechts) der Bestimmung des E-Moduls

Das Schleppplattensystem besteht aus einer tief abtauchenden keilförmigen Schleppplatte aus Normalbeton, einer anschließenden 100 mm starken Platte aus Normalbeton und einer Gummibetonplatte derselben Stärke (siehe Abbildung 5).

Die keilförmige Schleppplatte aus Normalbeton dient dem Ausgleich von Setzungen hinter der Widerlagerwand, dem Ausgleich des Steifigkeitsunterschiedes zwischen Straße und Brückentragwerk sowie zur Wegleitung anfallender Wässer von der Widerlagerwand. Die anschließende Stahlbetonplatte stellt eine Weiterentwicklung aus bisherigen Erfahrungen dar. Sie wird vorgesehen, um eine Rissbildung am Ende der keilförmigen Schleppplatte zufolge der Überlagerung von Längsdehnungen im Belag aus Widerlagerverdrehung und aus der Längsbewegung der Brücke zu verhindern. Der bewehrte Gummibetonplatte kommt die Aufgabe zu, die zu erwartenden Längsverformungen in der Größenordnung von bis zu ± 25 mm gleichmäßig über eine Länge von etwa 14 m abzubauen.

Die Bewehrung ist im Gummibeton so zu wählen, dass die diskrete Längsverformung am Brückenende über die Länge der Gummibetonplatte gleichmäßig abgebaut wird.

5 Umsetzung, Kosten und Betrieb

Die Umsetzung wurde in vier Bauphasen eingeteilt: Die Bauphase 0 erfolgte ohne jegliche Verkehrseinschränkung. Es wurden neben den typischen Startarbeiten wie Einbautenumlegung und Herstellung der Baustraße vor allem sämtliche Feld- und Stützquerträger hergestellt und alle Kernbohrungen für die externe Vorspannung am bestehenden Tragwerk durchgeführt.

In Bauphase 1 wurde der Verkehr einspurig über die Brücke geführt. Es wurde die gesamte Brückenausrüstung abgetragen und die notwendigen Rückbauarbeiten am Tragwerk durchgeführt.

Die Bauphase 2 erfolgte unter Totalsperre, welche auf die verkehrsärmeren Schulferien im Sommer beschränkt war. In dieser Zeit erfolgte die Herstellung des Rahmenecks, des Aufbetons, der Vorspannung (siehe Abbildung 9, [12]), der Schleppplatten und das Aufbringen der Abdichtung und der Schutzschichte.

In der letzten Bauphase 3 wurde der Verkehr wieder einspurig geführt und es wurde der Belag und sämtliche Brückenausrüstung vervollständigt.

Die Gesamtkosten für diese Maßnahmen beliefen sich auf 1.160 €/m² Brückenfläche.

Im Zuge dieses Bauloses wurde in diesem Straßenzug auch eine zweite Spannbetonbrücke über die



Abbildung 9 Tragwerksuntersicht mit externer Vorspannung in Bauphase 2

Lafnitz mit 100 m Länge in ähnlicher Weise ertüchtigt und integralisiert. Während bei der hier vorgestellten Brücke die Spannköpfe bereits erheblich angestostet waren, waren diese bei der Lafnitzbrücke in gutem Zustand.

Da die Brücke keine Bewegungsfugen mehr hat, wird nun eine lange Nutzungsperiode ohne Eingriffe erwartet. Die Gummibetonschleppplatte ist ein Ausrüstungsbauteil, quasi außerhalb der Brücke. Sie kann sich empirisch beweisen. Wenn Risse im Asphalt auftreten, können diese auf einfache Weise – wie auch sonst im Straßenbau üblich – vergossen werden. Optimierungen können in den rheologischen Eigenschaften des Bitumens als auch in der Länge des Gummibetons und in der Steifigkeit der im Gummibeton eingelegten Bewehrung auf empirische Weise erfolgen.

6 Zusammenfassung

Die Hangbrücke Henndorf wurde Ende der 60-iger Jahre des vorigen Jahrhunderts unter Anwendung der zu dieser Zeit gültigen Regeln projektiert. Insbesondere das Gründungskonzept und die materialsparenden Überbauquerschnitte zeugen von der gelungenen Ingenieursarbeit.

Das Gebot der Stunde ist, die vorhandene Infrastruktur so zu erhalten, dass sie noch möglichst lange genutzt werden kann, um die Ressourcen bestmöglich zu schonen. Aus diesem Grunde sollten notwendige bauliche Eingriffe nicht nur den seinerzeitigen Sollzustand wiederherstellen, sondern das

Bauwerk gemäß den heutigen Erkenntnissen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und Anforderungen an die Tragfähigkeit verbessern.

In diesem Fall wurde anstelle fortlaufender Einzelmaßnahmen eine dauerhafte Ertüchtigung und Integralisierung geplant und umgesetzt. Die umgesetzten Maßnahmen beheben dabei nicht nur statische Defizite des Bestands, sondern verbessern vielmehr auch die Dauerhaftigkeit des gesamten Tragwerks. Insbesondere die Spannköpfe des Bestands werden durch die Ergänzung eines zusätzlichen Endquerträgers und eine ergänzende externe Vorspannung vor dem Zutritt von Schadstoffen geschützt. Weiterhin kann an diesem Bauwerk das Potenzial von Integralisierungen bei großen Bauwerkslängen eindrucksvoll aufgezeigt werden.

7 Danksagung

Die beschriebenen Leistungen sind das Resultat der guten konstruktiven Zusammenarbeit zwischen dem Land Burgenland, der KHP Leipzig GmbH – NL Graz, der DSP Ziviltechniker GmbH, INSITU Geotechnik, Vermessung Jandrisevits und der HABAU Group. Ein Dank geht daher an alle Projektbeteiligte.

8 Literatur

- [1] ONORM EN 1991-2:2012: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, ON Österreichisches Normungsinstitut, 2012
- [2] ONORM B 1991-2:2018: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, Nationale Festlegungen*, ON Österreichisches Normungsinstitut, 2018
- [3] ONORM EN 1992-2:2012: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, ON Österreichisches Normungsinstitut, 2012
- [4] ONORM B 1992-2:2019: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Nationale Festlegungen*, ON Österreichisches Normungsinstitut, 2019
- [5] ÖNORM B 4008-2:2019: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 2: Brückenbau*, ON Österreichisches Normungsinstitut, 2019
- [6] RVS 15.02.12: *Bemessung und Ausführung von integralen Brücken*, FSV Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse – Schiene – Verkehr, Wien, 2018
- [7] ÖNORM B 4002:1964: *Berechnung und Ausführung der Tragwerke; allgemeine Grundlagen; Straßenbrücken*, ÖNA Österreichischer Normenausschuss, 1964
- [8] öbv-Richtlinie: *UHPC*, österreichische bautechnik vereinigung, 2010
- [9] fib: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, the International Federation for Structural Concrete, 2013
- [10] Hartl, H.: *Erfahrungen mit einer längsdehnweichen Schleppplatte bei einer 90 m Brücke ohne FÜK*, Brückentagung Wien, 2013
- [11] Hartl, H.: *Gummibetonschleppplatten, Erfahrungsbericht und Weiterentwicklungen*, Brückentagung Wien, 2023
- [12] ÖNORM B 4759:2026: *Spannbeton – Spannsysteme*, ON Österreichisches Normungsinstitut, 2026

Holz-Beton-Verbundbrücke über die S 37 Klagenfurter Schnellstraße

Dieter Leopold

Wörle Sparowitz Ingenieure ZT GmbH, Österreich

KURZFASSUNG:

Im Zuge des Sicherheitsausbaus der S37 Klagenfurter Schnellstraße wurde die bestehende Wegüberführung Scheifling durch einen Neubau ersetzt. Im Auftrag der ASFINAG wurde untersucht, ob eine Holz-Beton-Verbund-Brücke eine technisch und wirtschaftlich geeignete Alternative zur ursprünglich geplanten Stahlbetonbrücke darstellt. Hierfür wurden drei Tragwerksvarianten entwickelt und hinsichtlich Tragverhalten, Dauerhaftigkeit, Herstellbarkeit, Wirtschaftlichkeit und Erhaltungsaufwand bewertet. Als Vorzugsvariante wurde eine integrale Rahmenbrücke mit Holz-Beton-Verbundquerschnitt im Feldbereich und Stahlbetonrahmenecken ausgewählt. Das Pilotprojekt zeigt, dass integrale Holz-Beton-Verbundbrücken eine nachhaltige, wirtschaftliche und dauerhafte Alternative für Straßenüberführungen im hochrangigen Straßennetz darstellen können.

1 Holz im Infrastrukturbau

Die ASFINAG verfolgt seit mehreren Jahren das Ziel, den Einsatz des Baustoffs Holz im Bereich der österreichischen Autobahn- und Schnellstraßeninfrastruktur kontinuierlich auszubauen. Dabei steht insbesondere die Verwendung nachwachsender Rohstoffe sowie die Reduktion des Ressourcenverbrauchs im Fokus.

Erste erfolgreiche Anwendungen der Holzbauweise wurden bereits im Hochbau realisiert, beispielsweise bei Autobahnmeistereien und Betriebsgebäuden. Darüber hinaus kommt Holz seit vielen Jahren auch bei verschiedenen Elementen der Straßeninfrastruktur zum Einsatz. Beispiele hierfür sind Lärmschutzwände, Lärmschutzeinhausungen, Rastplatzbeschilderungen sowie Tragkonstruktionen für Überkopfwegweiser.

Aufbauend auf diesen positiven Erfahrungen wurde untersucht, ob sich die Holzbauweise auch auf anspruchsvollere Ingenieurbauwerke übertragen lässt. Im Fokus stand dabei zunächst die Errichtung einer Straßenüberführung in Holz-Beton-Verbundbauweise. Als Pilotprojekt wurde die Wegüberführung Scheifling im Zuge des Sicherheitsausbaus der S37 Klagenfurter Schnellstraße ausgewählt.

2 Projekt und Aufgabenstellung

2.1 Projektsgebiet

Die S 37 Klagenfurter Schnellstraße ist gemäß Bundesstraßengesetz 1971 als Verbindung zwischen Scheifling (S 36) und dem Knoten Klagenfurt/Nord (A 2) über Friesach festgelegt. Derzeit ist lediglich der südliche Abschnitt zwischen St. Veit Nord und dem Knoten Klagenfurt/Nord als Schnellstraße ausgebaut. Der nördliche Streckenabschnitt wird als Landesstraße B 317 Friesacher Straße geführt.

2.2 Sicherheitsausbau

Zur Erhöhung der Verkehrssicherheit wurde auf der S 37 im Abschnitt zwischen St. Veit Nord und St. Veit Süd in den Jahren 2023 und 2024 ein umfassender Sicherheitsausbau durchgeführt. Zentrale Maßnahme des Projektes war die Verbreiterung der bestehenden Fahrbahn zur Herstellung einer baulichen Mitteltrennung. Aufgrund der damit verbundenen Verbreiterung des Straßenquerschnittes war der Ersatzneubau sämtlicher in diesem Streckenabschnitt befindlicher Überführungsbauwerke erforderlich.

2.3 Bestandsbauwerk

Bei der ehemaligen Wegüberführung Scheifling handelte es sich um eine dreifeldrige Rahmenbrücke in Stahlbetonbauweise, wie sie im österreichischen Autobahn- und Schnellstraßennetz häufig zur Ausführung gelangte. Der dreifeldrige Plattenbalckenüberbau war auf den Endwiderlagern gelagert, die Zwischenstützungen wurden durch biegesteif mit dem Überbau verbundene Schrägstiele gebildet. Die Widerlagermauern und die Schrägstiele waren auf gemeinsamen Fundamenten flach gegründet. Durch die im Zuge des Sicherheitsausbaus vorgesehene Verbreiterung der S37 ragten die Schrägstiele in das künftig erforderliche Lichtraumprofil der Schnellstraße. Daher wurde ein Ersatzneubau erforderlich.



Abbildung 1 Bestandsstragwerk vor dem Sicherheitsausbau

2.4 Ausschreibungsprojekt

Das Ausschreibungsprojekt sah die Errichtung einer einfeldrigen Rahmenbrücke in Stahlbetonbauweise vor. Der Überbau war als Stahlbeton-Massivplatte mit beidseitig auskragenden Kragplatten geplant. Über der Fahrbahn der Schnellstraße war eine konstante Konstruktionshöhe von 1,20 m vorgesehen, welche zu den Widerlagern hin durch Vouten auf 2,20 m anstieg.

Die Unterbauten waren als Kastenwiderlager mit jeweils rund 6,0 m langen Standflügeln konzipiert. Aufgrund der gegenüber dem Bestandsbauwerk deutlich höheren Eigen- und Verkehrslasten war eine Tiefgründung erforderlich. Diese sollte mittels insgesamt sechs Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,20 m und einer Länge von jeweils 27,0m ausgeführt werden.

2.5 Aufgabenstellung

Ausgehend vom Ausschreibungsprojekt war zu untersuchen, ob eine Holz-Beton-Verbundkonstruktion die technischen und betrieblichen Anforderungen erfüllt und zugleich eine wirtschaftliche Alternative zur vorgesehenen Stahlbetonbrücke darstellt.

3 Anforderungen an Holzbrücken im Straßenraum

3.1 Dauerhaftigkeit und konstruktiver Holzschutz

Der Einsatz von Holz im Bereich der Straßeninfrastruktur ist mit besonderen Herausforderungen verbunden. Im Gegensatz zu Hochbauten sind Ingenieurbauwerke dauerhaft wechselnden Witterungseinflüssen ausgesetzt. Niederschlag, Feuchtigkeit, Frost-Tau-Wechsel sowie UV-Strahlung stellen hohe Anforderungen an den konstruktiven Holzschutz und die Detailausbildung. Ein dauerhaft trockener Holzquerschnitt ist die wesentliche Voraussetzung für eine hohe Lebensdauer.

Im Vergleich zu reinen Holztragwerken bietet die Holz-Beton-Verbundbauweise deutliche Vorteile hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Robustheit. Durch die auf der Oberseite angeordnete Betonplatte werden die tragenden Holzbauteile vor direkter Bewitterung geschützt. Niederschlagswasser wird über die Abdichtung und den Fahrbahnbelag abgeführt, sodass die Holzträger dauerhaft trocken gehalten werden können. Damit wird eine der wesentlichen Voraussetzungen für eine lange Nutzungsdauer von Holzkonstruktionen erfüllt.

3.2 Inspektion und Erhaltung

Die Erhaltung von Holzbauwerken erfordert ein angepasstes Erhaltungsmanagement. Im Vergleich zu konventionellen Stahl- oder Stahlbetonbauwerken können verkürzte Prüfintervalle sinnvoll sein, um Schäden frühzeitig zu erkennen und geeignete Erhaltungsmaßnahmen einzuleiten.

3.3 Robustheit und außergewöhnliche Einwirkungen

Weitere Herausforderungen ergeben sich aus den hohen Beanspruchungen im Straßenraum. Holzbauteile sind gegenüber Vandalismus sowie Anprall- und Anfahrschäden empfindlicher als vergleichbare Konstruktionen aus Stahl oder Stahlbeton.

4 Variantenstudie

Zur Bewertung der technischen Machbarkeit sowie zur Entwicklung geeigneter Tragwerkskonzepte wurde die Wörle Sparowitz Ziviltechniker GmbH von der ASFiNAG BMG mit der Durchführung einer Variantenstudie beauftragt. Ziel der Studie war es, drei unterschiedliche Tragwerkslösungen hinsichtlich ihrer statischen, konstruktiven, wirtschaftlichen und betrieblichen Eignung zu untersuchen.

4.1 Variante 1 - Einfeldbrücke

4.1.1 Querschnitt

Der Verbundquerschnitt wurde aus zwei blockverleimten Brettschichtholzträgern (BSH) und einer Stahlbeton-Verbundplatte gebildet. Bei der Querschnittsgestaltung wurde besonderes Augenmerk auf den konstruktiven Holzschutz sowie die Zugänglichkeit für Inspektions- und Erhaltungsmaßnahmen gelegt. Die Verbundplatte weist beidseitig ausreichend lange Kragplatten auf, um die BSH-Träger dauerhaft vor direkter Bewitterung zu schützen. Der Achsabstand der Hauptträger ist so gewählt, dass der Zwischenraum für Inspektionen und Wartungsarbeiten uneingeschränkt zugänglich bleibt.

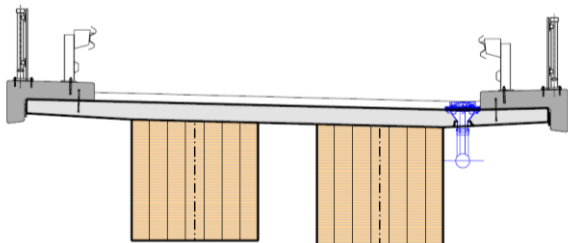


Abbildung 2 HBV-Querschnitt Variante 1

4.1.2 Längssystem

Das Haupttragssystem ist ein klassischer Einfeldträger mit einem längsfesten und einem frei verschieblichen Auflager.

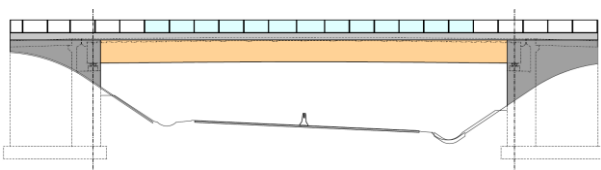


Abbildung 3 Ansicht Variante 1

Aufgrund der geringen Empfindlichkeit des statisch bestimmten Tragwerks gegenüber ungleichmäßigen

Baugrundsetzungen war eine Flachgründung geplant.

4.1.3 Semi-Integralisierung

Zur Weiterentwicklung des bewährten Bauwerkskonzeptes hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Erhaltungsaufwand wurde ergänzend eine semi-integrale Ausführungsvariante untersucht. Dabei werden die Schleppplatten unmittelbar an das Tragwerk angeschlossen, wodurch auf Fahrbahnübergangskonstruktionen verzichtet werden kann. Dies reduziert insbesondere den zukünftigen Wartungs- und Erhaltungsaufwand sowie die Anzahl verschleißanfälliger Bauwerkselemente.

4.1.4 Einsatz von Hochleistungsbeton

Darüber hinaus wurden auch innovative Ansätze für die Ausbildung der Verbundplatte betrachtet. Anstelle einer konventionellen Stahlbetonplatte wurde der Einsatz einer Platte aus Ultrahochleistungsbeton (UHPC) untersucht. Diese sollte die tragende Funktion des Verbundquerschnitts übernehmen sowie gleichzeitig die Aufgaben der Bauwerksabdichtung und des Fahrbahnbelags erfüllen. Durch den Entfall mehrerer Schichten wäre neben einer Reduktion der Eigenlasten insbesondere eine Vereinfachung bei der Erhaltung und, durch den UHPC, eine Erhöhung der Dauerhaftigkeit zu erwarten gewesen.

4.2 Variante 2 – Sprengwerk

Variante 2 orientiert sich hinsichtlich des Tragwerkskonzeptes und der äußeren Gestaltung am Bestandsbauwerk.

4.2.1 Querschnitt

Der Verbundquerschnitt entspricht grundsätzlich jenem der Variante 1, weist jedoch aufgrund der verkürzten Einzelstützweiten eine geringere Konstruktionshöhe auf.

4.2.2 Längssystem

Im Gegensatz zum Bestandsbauwerk war ein biege-steifer Anschluss der Rahmenstiele an den Holz-Beton-Verbundüberbau konstruktiv nicht beziehungsweise nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand realisierbar. Aus diesem Grund wurde der Anschluss der Rahmenstiele an den Überbau als gelenkige Verbindung vorgesehen.

Die gelenkige Ausbildung führte infolge der ungünstigen Stützweitenverhältnisse zu abhebenden Auflagerkräften an den Endwiderlagern. Deren

Aufnahme hätte zusätzliche konstruktive Maßnahmen, wie beispielsweise zugbeanspruchbare Verankerungen oder spezielle Lagerkonstruktionen, erfordert.

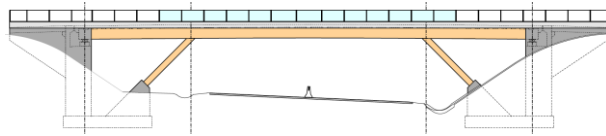


Abbildung 4 Ansicht Variante 2

Auch eine Optimierung der Spannweitenverhältnisse durch Vergrößerung der Gesamtstützweite und gleichzeitiger Verlängerung der Randfelder führte zu keiner wesentlichen Verbesserung der statischen Verhältnisse.

4.3 Variante 3 – Rahmenbrücke

Bei Variante 3 wurde das Tragwerkskonzept der im Ausschreibungsprojekt vorgesehenen einfeldrigen Rahmenbrücke aufgegriffen und an die Anforderungen einer Holz-Beton-Verbundkonstruktion angepasst.

4.3.1 Querschnitt

Der Feldbereich des Überbaus wurde als Holz-Beton-Verbundquerschnitt mit einem zentral angeordneten, blockverleimten Brettschichtholzträger (BSH) ausgebildet.

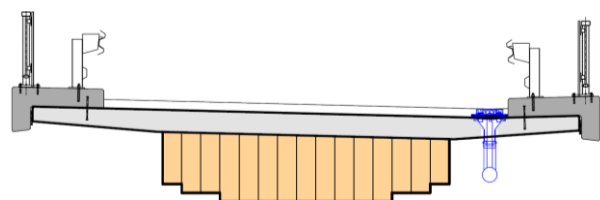


Abbildung 5 HBV-Querschnitt Variante 2

4.3.2 Längssystem

Der Riegel der Rahmenkonstruktion wird durch das Verbundtragwerk und Stahlbetonträgern mit variabler Konstruktionshöhe gebildet. Im Bereich der Momentennullpunkte geht der Verbundquerschnitt in den Stahlbetonquerschnitt über. Dadurch können die hohen negativen Biegemomente im Bereich der Rahmenecken effizient durch den Stahlbetonquerschnitt aufgenommen und gleichzeitig die Vorteile des Holz-Beton-Verbundsystems im Feldbereich genutzt werden.

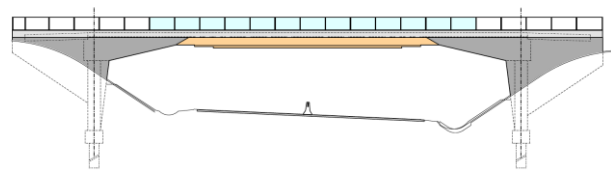


Abbildung 6 Ansicht Variante 3

Die Rahmenstiele werden durch die Widerlagerwände gebildet, deren Querschnitt entsprechend den Beanspruchungen über die Bauwerkshöhe variiert. Abweichend vom Ausschreibungsprojekt waren die Widerlager mit Hängeflügeln anstelle von Standflügeln vorgesehen. Dadurch wird die Biegesteifigkeit der Unterbauten reduziert, und die Zwangsbeanspruchung infolge Temperaturänderungen, Schwinden und Kriechen im integralen Tragwerk verringert.

4.4 Variantenentscheidung

Variante 1 zeichnete sich durch ein einfaches, statisch bestimmtes Tragwerk mit geringer Setzungsempfindlichkeit und einer wirtschaftlichen Flachgründung aus. Demgegenüber war wegen der vergleichsweise große Konstruktionshöhe die Einhaltung des erforderlichen Lichtraums nicht möglich, und die Variante musste ausgeschieden werden.

Variante 2 orientierte sich am Tragwerkskonzept des Bestandsbauwerks und wies aufgrund der Rahmenwirkung eine geringere Konstruktionshöhe als Variante 1 auf. Die statisch-konstruktiven Nachteile überwogen jedoch deutlich. Insbesondere die gelenkige Ausbildung der Rahmenanschlüsse führte zu abhebenden Auflagerkräften an den Widerlagern, deren Aufnahme aufwändige konstruktive Maßnahmen erfordert hätte.

Variante 3 verbindet die Vorteile einer integralen Rahmenkonstruktion mit den positiven Eigenschaften einer Holz-Beton-Verbundbauweise. Durch die Kombination eines Holz-Verbundquerschnitts im Feldbereich mit Stahlbetonquerschnitten in den hoch beanspruchten Rahmenecken kann jedes Material entsprechend seiner jeweiligen Stärken eingesetzt werden. Gleichzeitig ermöglicht die integrale Bauweise den Verzicht auf Lager und Fahrbahnübergangskonstruktionen, wodurch Dauerhaftigkeit und Erhaltungsfreundlichkeit verbessert werden. Unter Berücksichtigung aller technischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Randbedingungen

stellte Variante 3 die insgesamt ausgewogenste Lösung dar. Sie verbindet eine geringe Konstruktionshöhe mit einem robusten Tragwerkskonzept, einer hohen Dauerhaftigkeit sowie einem vergleichsweise geringen zukünftigen Erhaltungsaufwand. Aus diesen Gründen wurde Variante 3 als Vorzugsvariante für die weitere Bearbeitung ausgewählt

5 Detailprojekt

5.1 Tragwerkskonzept

Der Holz-Beton-Verbundquerschnitt wurde gegenüber der Vorzugsvariante unverändert übernommen. Der Hauptträger besteht aus einem blockverleimten Massivquerschnitt aus 15 Brettschichtholzträgern der Festigkeitsklasse GL 28c. Die Trägerhöhe wurde in Längsrichtung entsprechend dem Beanspruchungsverlauf variiert. Die zusätzlich vorgesehene Abstufung des Querschnitts in Querrichtung sowie die stufenförmige Ausbildung der Höhenänderung dienen ausschließlich gestalterischen Zwecken.

Auch das Längstragwerk wurde gegenüber der Variantenstudie weitgehend unverändert übernommen. Das Bauwerk ist als integrale, einfeldrige Rahmenkonstruktion mit Tiefgründung auf Großbohrpfählen konzipiert. Die Rahmenstiele sowie die Rahmenecken bestehen aus Stahlbeton und übernehmen die hohen negativen Biegemomente. Der Feldbereich, in dem überwiegend positive Biegemomente auftreten, wurde als Holz-Beton-Verbundkonstruktion ausgeführt.

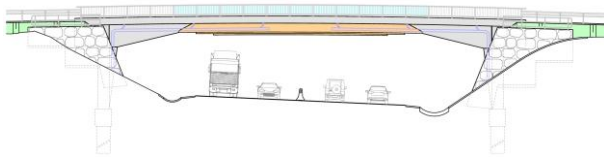


Abbildung 7 Ansicht Ausführungsvariante mit Steinschlichtungen anstelle der Hängeflügel

Die wesentlichen Bauwerksdaten:

- Stützweite: 34,00m
- Lichte Weite: 31,60m
- Länge HBV-Überbau: 21,00m
- Brückenbreite: 8,00m
- Fahrbahnbreite: 5,50m
- Konstruktionshöhe: 1,30m-2,20m
- Pfahllängen: 15,00m

Im Folgenden wird auf ausgewählte konstruktive Lösungen eingegangen, welche den Detailentwurf entscheidend geprägt haben.

5.2 Entfall der Hängeflügel

Wie bereits erläutert, wurden zur Reduktion der Steifigkeit der Widerlager Hängeflügel anstelle der im Ausschreibungsprojekt vorgesehenen Standflügel gewählt. Im Zuge der weiteren Entwurfsbearbeitung wurden die Hängeflügel schließlich durch vermörtelte Steinschlichtungen ersetzt. Diese übernehmen ausschließlich die Böschungssicherung und sind konstruktiv von den Widerlagern entkoppelt. Durch den Entfall der massiven Flügelwände wird die Steifigkeit der Unterbauten weiter reduziert. Dies wirkt sich insbesondere bei der integralen Bauweise günstig auf die Zwangsbeanspruchungen infolge Temperaturänderungen sowie infolge Kriechens und Schwindens des Betons aus.

5.3 Optimierung der Gründung

Ein weiterer Vorteil der Steinschlichtungen ergibt sich hinsichtlich der Gründung. Da die vermörtelten Steinschlichtungen flach gegründet werden und ihre Lasten unmittelbar in den Baugrund ableiten, werden die Bohrpfähle nicht beansprucht. In Kombination mit der deutlich geringeren Eigenlast des Holz-Beton-Verbundüberbaus konnte dadurch die Pfahlgründung optimiert werden.

Die Verringerung der ständigen Einwirkungen ermöglichte eine deutliche Reduzierung der erforderlichen Pfahllängen. Gegenüber dem Ausschreibungsprojekt wurden diese nahezu halbiert. Die erhebliche Verringerung des Beton- und Bewehrungsbedarfs führte damit zu einer Reduktion der damit verbundenen CO₂-Emissionen.

5.4 Verbundsicherung durch Kerven

Im Gegensatz zu Stahl-Beton-Verbundtragwerken kann der Verbund zwischen Holz und Beton nicht als vollständig starr angesehen werden. Die Verbundwirkung hängt wesentlich von der Ausbildung der Verbundfuge und der Steifigkeit der Verbundmittel ab. Im Holz-Beton-Verbund kommen unterschiedliche Systeme zum Einsatz. Neben mechanischen Verbindungsmitteln, wie schräg oder senkrecht eingedrehten Vollgewindeschrauben, Loch-

oder Kammblechen sowie eingeklebten Stahlstäben, haben sich insbesondere Kerven als wirtschaftliche und leistungsfähige Verbundlösung etabliert.

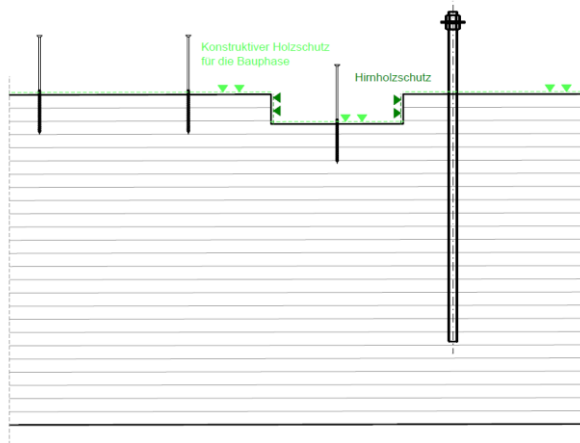


Abbildung 8 Verbundsicherung durch Kerven

Kerven werden als gezielt eingebrachte Aussparungen im Holzquerschnitt ausgebildet und bewirken eine formschlüssige Verzahnung zwischen Holz und Beton. Die Kraftübertragung erfolgt dabei überwiegend über Druckbeanspruchung der Kervenflanken und wird durch Schrauben oder Bewehrungsstäbe gegen Abheben gesichert. Aufgrund ihrer hohen Schubtragfähigkeit und Steifigkeit ermöglichen Kerven einen wesentlich effizienteren Verbund als reine mechanische Verbindungsmittel und führen zu einer besseren Ausnutzung des Verbundquerschnitts. Jedoch kann der Verbund auch bei Verwendung von Kerven nicht als starr angesehen werden.

5.5 Eingeklebte Stahlstäbe

Ursprünglich war vorgesehen, sowohl die Abhebesicherung der Kervenverbindungen als auch den Querkraftanschluss im Übergangsbereich zwischen Holz-Beton-Verbundquerschnitt und Stahlbetonquerschnitt mittels eingeklebter Bewehrungsstäbe herzustellen.

Gemäß Anhang I der ÖNORM B 1995-1-1 ist bei eingeklebten Stahlstäben sicherzustellen, dass die Tragfähigkeit der Verbindung durch den Stahlstab und nicht durch das Holz oder die Klebefuge begrenzt wird, sofern eine gleichmäßige Lastverteilung auf die einzelnen Verbindungsmittel nicht nachgewiesen werden kann. Diese Anforderung dient der Gewährleistung eines duktilen Versagens der Verbindung.

Insbesondere im Bereich des zweireihig angeordneten Querkraftanschlusses zwischen Holz-Beton-Verbund- und Stahlbetonquerschnitt (siehe Abbildung 9) ist von einer ungleichmäßigen Lastverteilung auszugehen. Die genannte Anforderung konnte daher nicht als erfüllt angesehen werden.

Aufgrund der hohen Streckgrenze von Bewehrungsstäben hätte die erforderliche Bemessungsbedingung nur mit kleinen Stabdurchmessern eingehalten werden können. Aus diesem Grund wurden anstelle von Bewehrungsstäben eingeklebte Gewindestäbe der Festigkeitsklasse 4.6 verwendet. Deren geringere Streckgrenze ermöglicht, dass das plastische Versagen im Stahlstab vor einem Versagen des Holzes oder der Klebefuge eintritt und damit ein duktiler Verhalten der Verbindung gewährleistet ist.

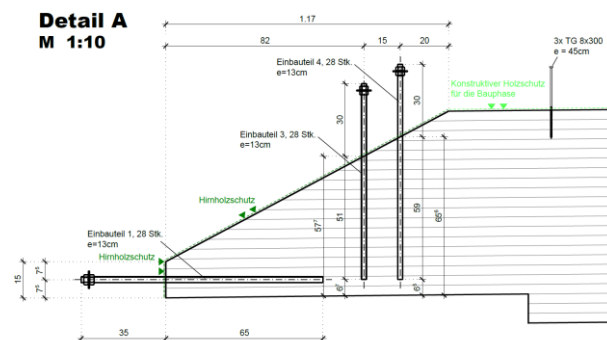


Abbildung 9 Übergang vom Verbundquerschnitt auf den Stahlbetonquerschnitt

6 Statische Berechnung

6.1 Berechnungsmodell

Die globale Tragwerksanalyse erfolgte auf Grundlage eines räumlichen Stabwerksmodells. Der Überbau, die Widerlager sowie die Pfahlgründung wurden durch Stabelemente diskretisiert. Die Wahl eines Stabwerksmodells ermöglicht eine wirtschaftliche und gleichzeitig ausreichend genaue Abbildung des globalen Tragverhaltens. Insbesondere können die Interaktion zwischen Überbau, Unterbauten und Gründung sowie die Auswirkungen von Temperaturbeanspruchungen, Schwinden und Kriechen effizient untersucht werden. Gegenüber einer Modellierung mit Schalenelementen weist das Stabmodell einen deutlich geringeren Modellierungs- und Rechenaufwand auf und ist für die Untersuchung des globalen Tragverhaltens des Bauwerks vollkommen ausreichend.

6.2 Verbundfuge

Zur Berücksichtigung des verschieblichen Verbundes wurde der Holz-Beton-Verbundquerschnitt durch zwei getrennte Stabzüge modelliert. Ein Stabzug bildet den Brettschichtholzträger, der zweite die Betonverbundplatte ab. Beide Querschnittsteile sind über diskret angeordnete elastische Kopplungselemente miteinander verbunden. Die horizontal wirkenden Federn repräsentieren die Schubsteifigkeit der Verbundmittel und wurden entsprechend ihrer tatsächlichen Anordnung entlang des Tragwerks angeordnet. Die diskrete Modellierung der Verbundmittel bedingt im Allgemeinen eine iterative Berechnung, da sich der Abstand und die Tiefe der Kerfen im Zuge der Detailbemessung ändern kann. Die Federsteifigkeiten entsprechen den rechnerischen Nachgiebigkeiten der eingesetzten Verbundmittel. Dadurch können die Relativverschiebungen zwischen Holz und Beton sowie die daraus resultierenden Verbundkräfte unmittelbar im Gesamtmodell berücksichtigt werden.

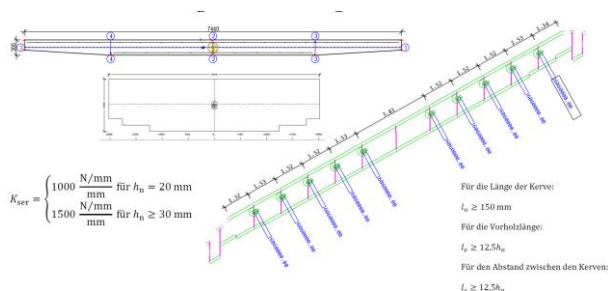


Abbildung 10 Diskrete Modellierung der Verbundmittel

6.3 Modellierung der Gründung

Die Tiefgründung wurde durch elastisch gebettete Stabelemente modelliert. Die Bohrpfähle werden hierbei als Biegestäbe mit kontinuierlicher Bettung abgebildet, wodurch das Zusammenwirken zwischen Pfahl und Baugrund realitätsnah erfasst wird. Auf diese Weise können sowohl die Verformungen der Gründung als auch die Beanspruchungen infolge der ständigen und veränderlichen Einwirkungen sowie der Zwangsbeanspruchungen zuverlässig bestimmt werden.

6.4 Einwirkungen

Im Folgenden wird ausschließlich auf jene Einwirkungen eingegangen, die sich bei Holz-Beton-Verbund-(HBV-)Konstruktionen wesentlich von jenen in konventionellen Stahlbeton- oder Stahl-Beton-

Verbundbrücken unterscheiden und daher im Rahmen der Systemanalyse einer gesonderten Betrachtung bedürften.

6.4.1 Temperatureinwirkungen

Die EN 1991-1-5 enthält Bemessungswerte für gleichmäßige und linear veränderliche Temperatureinwirkungen auf Stahl-, Beton- und Stahl-Beton-Verbundkonstruktionen. Für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen werden hingegen keine spezifischen Werte angegeben. Die für Stahl-Beton-Verbundtragwerke definierten Temperaturbeanspruchungen lassen sich nur eingeschränkt auf HBV-Konstruktionen übertragen, da sich die thermischen Eigenschaften der Werkstoffe grundlegend unterscheiden.

Während Stahl und Beton einen nahezu identischen linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten aufweisen, beträgt dieser bei Holz in Faserrichtung lediglich etwa ein Viertel bis ein Drittel des Wertes von Beton. Bei gleichmäßigen Temperaturänderungen entstehen daher unterschiedliche freie Längenänderungen der beiden Werkstoffe, die über die Verbundmittel zu Zwangsbeanspruchungen in der Verbundfuge führen.

Darüber hinaus unterscheiden sich Holz und Beton erheblich hinsichtlich ihrer Wärmeleitfähigkeit. Beton besitzt eine vergleichsweise hohe Wärmeleitfähigkeit, während Holz aufgrund seiner geringen Wärmeleitfähigkeit nahezu wärmedämmende Eigenschaften aufweist. Bei kurzzeitigen Temperaturänderungen infolge intensiver Sonneneinstrahlung oder rascher Abkühlung, beispielsweise während eines Gewitters, erwärmt bzw. kühlt sich die Betonverbundplatte daher deutlich schneller ab als der Holzquerschnitt. Hierdurch können zeitweise Temperaturdifferenzen zwischen den beiden Querschnittsteilen entstehen, welche zusätzliche Relativverformungen und Beanspruchungen der Verbundmittel verursachen.

Da für diesen Sachverhalt bislang keine normativen Vorgaben existieren, wurde im Rahmen des gegenständlichen Projektes eine Temperaturdifferenz von $\pm 20^\circ\text{C}$ zwischen Beton- und Holzquerschnitt angesetzt.

6.4.2 Schwinden

Sowohl Beton als auch Holz unterliegen Schwindverformungen, deren zeitlicher Verlauf und Grö-

ßenordnungen sich jedoch wesentlich unterscheiden. Das Schwinden des Holzes infolge Feuchteänderungen ist in Faserrichtung sehr gering und kann für das globale Tragverhalten vernachlässigt werden. Demgegenüber führt das Schwinden des Betons zu erheblichen Längenverkürzungen, welche durch den Verbund mit dem Holz behindert werden und somit maßgebende Zwangsbeanspruchungen in der Verbundfuge hervorrufen.

Das für die Systemanalyse eingesetzte Berechnungsprogramm verfügt über ein implementiertes Schwindmodell gemäß den einschlägigen Bemessungsnormen. Dadurch konnten die Auswirkungen des Betonschwindens unmittelbar in der Berechnung berücksichtigt werden. Alternativ wäre die Berücksichtigung über einen zusätzlichen Temperaturlastfall möglich gewesen.

6.4.3 Kriechen

Neben dem Schwinden beeinflusst auch das zeitabhängige Kriechverhalten beider Werkstoffe das Tragverhalten von HBV-Konstruktionen. Das Kriechen des Betons wurde mithilfe des im Berechnungsprogramm implementierten Kriechmodells direkt berücksichtigt.

Da das verwendete Berechnungsprogramm kein explizites Materialmodell zur direkten Berücksichtigung des zeitabhängigen Kriechverhaltens von Holz bereitstellt, wurde dieses näherungsweise durch eine Reduktion des Elastizitätsmoduls für die jeweiligen Betrachtungszeitpunkte berücksichtigt. Zur Erfassung der langfristigen Umlagerungen der Schnittgrößen und der Entwicklung der Zwangsbeanspruchungen wurden Berechnungen für mehrere Zeitpunkte durchgeführt. Untersucht wurden der Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe, sowie die Zeitpunkte 3 Jahre, 7 Jahre und 100 Jahre nach Inbetriebnahme des Bauwerks.

6.5 Zwangsbeanspruchungen von integralen Tragwerken

Die RVS 15.02.12 ist in Verbindung mit den einschlägigen Normen für die Bemessung und Ausführung integraler Straßenbrücken anzuwenden. Sie enthält ergänzende Regelungen zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Wechselwirkung sowie zu Zwangsbeanspruchungen infolge der Temperatureinwirkungen auf integrale Tragwerke.

6.5.1 Temperatureinwirkung auf Widerlager

Im Gegensatz zur EN 1991-1-5, welche ausschließlich Temperatureinwirkungen auf den Überbau beschreibt, berücksichtigt die RVS den Einfluss der Erdberührung der Widerlager. Aufgrund der hohen Wärmespeicherfähigkeit des Erdreichs folgen die Widerlager den Lufttemperaturen deutlich verzögert. Im Sommer erwärmen sich die Widerlager daher weniger stark als der Überbau. Gleichzeitig bildet sich über die Wanddicke ein Temperaturgefälle aus, wobei die Temperatur, von der der Sonneneinstrahlung und Umgebungsluft ausgesetzten Außenseite zur erdberührten Innenseite abnimmt. Im Winter stellt sich der umgekehrte Effekt ein. Die Erdwärme vermindert die Abkühlung der Widerlager, sodass diese höhere Temperaturen als der Überbau aufweisen. Auch hierbei entsteht ein Temperaturgradient über die Wanddicke, dessen Verlauf gegenüber dem Sommer umgekehrt ist.

6.5.2 Erddrücke

Die temperaturbedingten Längenänderungen des Überbaus beeinflussen die Größe des Erddrucks. Verkürzt sich der Überbau infolge einer Temperaturabnahme, bewegen sich die Widerlager geringfügig vom Erdreich weg. Die RVS 15.02.12 empfiehlt für diesen Fall, den aktiven Erddruck als unteren Grenzwert anzusetzen.

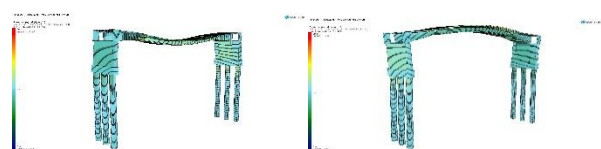


Abbildung 11 Tragwerksverformungen im Winter und Sommer

Bei einer Temperaturzunahme dehnt sich der Überbau aus und verschiebt die Widerlager in Richtung Hinterfüllung. Hierdurch kann der Erddruck über den Ruhedruck hinaus ansteigen. Maßgebend ist dabei welcher Anteil des passiven Erdwiderstandes infolge der temperaturbedingten Verschiebungen tatsächlich mobilisiert werden kann.

6.5.3 Abminderung der Zwangsbeanspruchungen

Da Stahlbetonquerschnitte unter Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatur, Schwinden und Setzungen bereits im Gebrauchszustand Risse ausbilden können, entspricht das tatsächliche Tragverhal-

ten nicht dem einer rein linear-elastischen Berechnung. Die Rissbildung führt zu einer Abnahme der Steifigkeit des Tragwerks und damit zu einer Reduktion der Zwangsschnittgrößen. Diesem Effekt trägt die RVS 15.02.12 Rechnung, indem sie eine Abminderung der linear-elastisch ermittelten Zwangsschnittgrößen zulässt. Die zulässige Abminderung richtet sich nach der Bemessungssituation sowie der Gesamtlänge des integralen Bauwerks. Voraussetzung hierfür ist die Einhaltung einer ausreichenden Mindestbewehrung, um trotz der Rissbildung ein duktils Tragverhalten sowie eine kontrollierte Rissverteilung sicherzustellen.

7 Bauherstellung

Die Herstellung eines Holz-Beton-Verbundüberbaus erfolgt grundsätzlich nach denselben Prinzipien wie die eines Stahl-Beton-Verbundtragwerks. Im Hinblick auf die Bemessung und Ausführung sind jedoch zwei wesentliche Besonderheiten zu beachten.

7.1 Betonieren auf Lehrgerüst

Grundsätzlich können für die Herstellung von Holz-Beton-Verbundtragwerken dieselben Bauverfahren wie bei Stahl-Beton-Verbundtragwerken angewandt werden. Die Betonverbundplatte kann entweder auf einem temporären Lehrgerüst betoniert oder unter Nutzung des Brettschichtholzträgers als Schalungs- und Tragelement hergestellt werden. Im zweiten Fall übernimmt der Holzträger bereits während der Bauphase die Lasten aus Frischbeton und Bauzustand.

Nach CEN/TS 19103:2021 dürfen die Auswirkungen des Betonierablaufs bei der Bemessung vernachlässigt werden, wenn der Holzträger während des Betonierens wirksam abgestützt ist. Eine wirksame Abstützung liegt vor, wenn die Biegespannungen infolge des Frischbetons höchstens 10% des Bemessungswertes der Biegefestigkeit des Holzes erreichen. Unter dieser Voraussetzung kann der Einfluss des Bauzustandes auf das Tragverhalten des Verbundquerschnitts unberücksichtigt bleiben.

7.2 Beschichtung des BSH-Trägers

Die betonberührten Oberflächen der Brettschichtholzträger wurden bereits im Werk mit einer Beschichtung auf Epoxidharzbasis versehen. Diese erfüllt zwei wesentliche Funktionen.

Zum einen dient sie als temporärer Witterungsschutz während der Bauphase. Nach dem Versetzen des Brettschichtholzträgers auf das Lehrgerüst erfolgen zunächst die Herstellung der Kragplattenschalung sowie das Verlegen der Bewehrung der Verbundplatte. Bis zur Betonage vergehen dabei in der Regel rund zwei Wochen. Da während dieses Zeitraums keine Einhausung des Bauwerks vorgesehen war, schützt die Beschichtung die Holzoberflächen vor Feuchtigkeit und Witterungseinflüssen. Die planmäßige Querneigung des BSH-Trägers begünstigt dabei das Abfließen von Niederschlagswässern.



Abbildung 12 Untersicht des Tragwerks

Zum anderen verhindert die Beschichtung einen Wasserentzug aus dem Frischbeton. Aufgrund seiner hygroskopischen Eigenschaften kann Holz Feuchtigkeit aufnehmen und dadurch dem jungen Beton Anmachwasser entziehen. Dies kann die Hydratation des Zementes und damit die Qualität

des Betons im Bereich der Verbundfuge beeinträchtigen. Die Beschichtung reduziert den Wasserentzug und trägt so zu einer gleichmäßigen Erhärtung sowie einer hochwertigen Ausbildung der Verbundfuge bei.

8 Zusammenfassung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise ermöglicht eine werkstoffgerechte Kombination der positiven Eigenschaften von Holz und Beton. Dadurch entstehen nachhaltige, wirtschaftliche und gestalterisch hochwertige Tragwerke mit hoher Dauerhaftigkeit und vergleichsweise geringem Erhaltungsaufwand. Gleichzeitig können bewährte konstruktive Lösungen und Anschlussdetails aus dem Massivbau übernommen werden, wodurch Planung und Ausführung vereinfacht werden. Darüber hinaus bietet der hohe Vorfertigungsgrad der Holzbauteile ein erhebliches Potenzial zur Verkürzung der Bauzeit sowie zur Verbesserung der Ausführungsqualität.

Wirtschaftlich wettbewerbsfähig wird eine derartige Bauweise jedoch erst, wenn man die Phase der Prototypen überwindet, und sich standardisierte Lösungen etablieren.

Bei der Berechnung von Holz-Beton-Verbundbrücken sind insbesondere der verschiebbliche Verbund sowie die zeitabhängigen Einwirkungen aus Schwinden und Kriechen realitätsnah zu berücksichtigen.

Für Holz-Beton-Verbundbrücken gibt es in einzelnen Bereichen – insbesondere hinsichtlich der thermischen Beanspruchung – noch keine spezifischen normativen Regelungen.

Das Pilotprojekt der Wegüberführung Scheiffling zeigt, dass integrale Holz-Beton-Verbundbrücken eine technisch und wirtschaftlich interessante Alternative zu konventionellen Stahlbetonbrücken darstellen können und neue Möglichkeiten hinsichtlich der Gestaltung bieten.

Für eine fundierte Bewertung der Dauerhaftigkeit und des Erhaltungsaufwands fehlen aufgrund des noch geringen Bauwerksalters bislang entsprechende Betriebserfahrungen.



Abbildung 13 Ansicht des fertigen Brückenobjekts

Einsturz der Carolabrücke: Erkenntnisse, Konsequenzen und neue Entwicklungen zur Spannungsrisskorrosion in Deutschland

Chris Voigt, M. Eng.; Erik Becher

MKP GmbH und Technische Universität Dresden, Deutschland

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx

Technische Universität Dresden, Deutschland

Dr.-Ing. Gregor Schacht

MKP GmbH, Deutschland

KURZFASSUNG:

Der Einsturz der Carolabrücke in Dresden am 11. September 2024 hat die weiterhin bestehende Bedeutung der Spannungsrisskorrosion (SpRK) im Spannbetonbrückenbau verdeutlicht. Der Beitrag gibt einen Überblick über das Schadensphänomen der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion, den Umgang mit gefährdeten Bauwerken in Deutschland sowie die Erkenntnisse aus den Untersuchungen zur Einsturzursache der Carolabrücke. Darüber hinaus werden aktuelle Beobachtungen aus bauwerksdiagnostischen Untersuchungen an weiteren Bauwerken mit Hennigsdorfer Spannstahl vorgestellt. Diese betreffen insbesondere eine Konzentration von Schädigungen in Spanngliedhochpunkten, eine inhomogene Schadensverteilung entlang einzelner Spanndrähte sowie die Möglichkeiten und Grenzen der Magnetpulverprüfung in situ. Die Ergebnisse zeigen Forschungsbedarf auf und besitzen auch für Österreich Relevanz, da dort ebenfalls spannungsrisskorrosionsgefährdete Spannstähle verwendet wurden.

1 Einleitung

Der Einsturz der Carolabrücke in Dresden hat eine schon fast vergessene Materialproblematik in ein neues Bewusstsein gerückt. Am 11. September 2024 kollabierte der Brückenzug c der 400 Meter

langen Elbbrücke in den frühen Nachtstunden. Nur durch Glück kam es bei diesem Ereignis nicht zu Personenschäden. Infolge der Untersuchungen zur Einsturzursache konnte eine Schädigung des Hennigsdorfer Spannstahls aufgrund von Spannungsrisskorrosion (SpRK) als Hauptursache ergründet

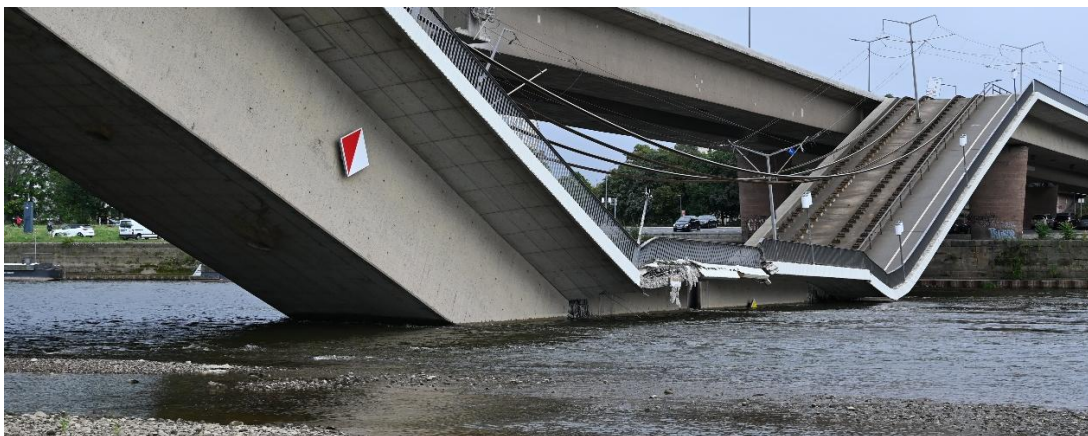


Abbildung 1 Eingestürzter Brückenzug c der Carolabrücke in Dresden am 11. September 2024

werden. In diesem Beitrag wird ein Überblick über das Schadensphänomen der Spannungsrissskorrosion gegeben, der Einsturz der Carolabrücke beleuchtet und Erkenntnisse zur SpRK wiedergegeben, die seit dem Einsturz auch an anderen Bauwerken mit derselben Schadensproblematik erlangt wurden. Für Österreich besitzt diese Entwicklung ebenfalls Bedeutung. Auch dort wurden in der Vergangenheit Spannstähle verwendet [1], die nach heutigem Kenntnisstand gegenüber Spannungsrissskorrosion empfindlich sein können.

2 Der Einsturz der Carolabrücke

Der Brückenzug c der Carolabrücke in Dresden überführte zwei Straßenbahngleise über die Elbe. Er stürzte in den frühen Morgenstunden des 11. September 2024 ohne Vorankündigung ein. Dieses Ereignis stellt einen Wendepunkt im Umgang mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Bauwerken in Deutschland dar. Insbesondere Bauwerke mit Hennigsdorfer Spannstahl, der im ehemaligen Bereich der Deutschen Demokratischen Republik (DDR) verbaut wurde, wurden einer neuen Bewertung unterzogen.

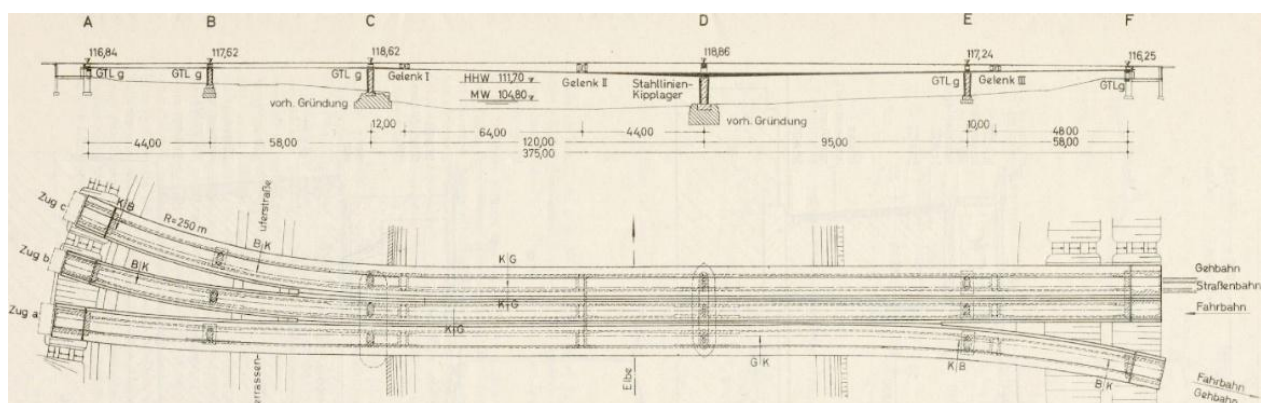
Eine umfängliche Darstellung der Bauwerks- und Instandhaltungsgeschichte ist in [2] zu finden. Die Untersuchungen zur Einsturzursache wurden in [3] beschrieben. Nachfolgend soll nur eine kurze Zusammenfassung gegeben werden.

Die 400 m lange Spannbetonbrücke wurde 1972 für den Verkehr eröffnet. Das zum Teil statisch bestimmte Tragwerk überspannte mit fünf Feldern die Elbe und war die größte Spannbetonbrücke der DDR. Um die Momentenbelastung zu reduzieren,

wurden drei Gelenke angeordnet (vgl. Abbildung 2).

Im Bereich der Stützenachse D wurde das Stützmoment in Höhe von ca. 570 kNm von bis zu 180 Bündelspanngliedern (BSG 100) aufgenommen. Ein Teil der Spannglieder wurden erst nachträglich vorgespannt, um ungewollte Verformungen im Bauzustand zu vermeiden. Die Einzeldrähte dieser Spannglieder verweilten über mehrere Wochen in den Hüllrohren bevor sie vorgespannt und verpresst wurden. Innerhalb dieser langen Verweilzeit kam es höchst wahrscheinlich auch zur Initiierung der SpRK-Schädigung. Die eingedrungene Feuchtigkeit und bei ungünstigen Temperaturverhältnissen auch die Bildung von Tauwasser führten zu einer Elektrolytbelastung am Spannstahl und ermöglichten eine Wasserstoffversprödung. Die damaligen hohen Luftschadstoffbelastungen konnten zu einer Ansäuerung des Elektrolyts geführt haben, welche den Schadensprozess verstärkten.

Die fotografischen Dokumentationen der gebrochenen Einzeldrähte in Achse D am Tag nach dem Einsturz zeigten überwiegend nicht duktile Brüche. Die Bruchflächen zeigten Anrisslinsen welche auf eine SpRK-Schädigung hinwiesen. Laboruntersuchungen bestätigten diesen Anfangsverdacht. Die in Abbildung 3 dokumentierte Bruchfläche, welche mit Mörtel bedeckt war, deutet daraufhin, dass bereits vor dem Verpressen der Spannglieder Einzeldrähte brachen. Mit Einsturz des Brückenzuges c wurden auch die verbleibenden zwei Brückenzüge zunächst für jeglichen Verkehr auf und unter dem Bauwerk gesperrt. Zunächst war unklar, ob an diesen Bauwerken ebenfalls eine SpRK-Schädigung vorlag. Zur Bewertung wurden auch an den Brückenzügen



a und b bauwerksdiagnostische Untersuchungen durchgeführt.



Abbildung 3 Bruchfläche eines Einzeldrahtes mit Mörtelanhaftung [3]

Bei den Materialuntersuchungen wurde ebenfalls versprödeter und teilweise gebrochener Spannstahl vorgefunden. Somit war bestätigt, dass eine zurückliegende Schädigung vorlag. Die Elbe sollte schnellstmöglich als Schifffahrtsstraße wieder freigegeben werden. Dazu musste der eingestürzte Bauwerksteil abgebrochen werden und auch die Stand-sicherheit der noch stehenden Brückenzüge bewertet werden. Zur Beurteilung wurde ein Schallemissionsmonitoring [5] an den Brückenzügen a und b installiert. Drahtbrüche erzeugen im Beton charakteristische Körperschallsignale, die mit diesem Messsystem erfasst werden. Durch eine räumliche Verteilung der Sensoren kann über die bekannte bauwerksspezifische Schallgeschwindigkeit im Beton der Ort des Bruchs ermittelt werden. Der Betrieb eines umfänglichen Monitorings wurde ab Anfang Februar 2025 aufgenommen. Am 17. Februar traten erste Schallereignisse auf, die sich räumlich in der Achse D konzentrierten. Ausgerechnet in der Achse, die auch am eingestürzten Brückenzug c die größte Schädigung aufwies. Daraufhin wurde die Elbe wieder zeitweise gesperrt und nur nach einer 72-stündigen drahtbruchfreien Phase für einzelne Schiffe freigegeben. Die mit dem Monitoring festgestellte fortschreitende Schädigung führte zur Entscheidung, die beiden noch stehenden Brückenzüge nicht zu erhalten. Sie wurden daraufhin ebenfalls abgebrochen.

3 Das Schadensphänomen Spannungsrisskorrosion

Die SpRK ist eine Korrosionsform, welche bei unterschiedlichen Werkstoffen auftreten kann. Für Stahl wird eine Unterscheidung zwischen anodischer und kathodischer SpRK getroffen, wobei im

Ingenieur- und Brückenbau überwiegend die kathodische SpRK, oder auch wasserstoffinduzierte SpRK genannt, vorgefunden werden kann [6].

Diese Korrosionsform ist dadurch gekennzeichnet, dass nahezu keine Korrosionsprodukte entstehen und sie von außen rein visuell nicht wahrgenommen werden kann. Eine wasserstoffinduzierte SpRK kann nur bei Vorhandensein der drei folgenden Grundvoraussetzungen auftreten:

- hohe Empfindlichkeit des Stahlwerkstoffes ggü. einer SpRK,
- Vorhandensein eines entsprechenden Elektrolytes und
- Zugspannung im Werkstoff.

Bei Vorhandensein der ersten beiden Bedingungen kann am Stahl atomarer Wasserstoff entstehen, der an der Stahloberfläche adsorbiert und absorbiert wird. Der in das Stahlgitter eingedrungene Wasserstoff sorgt für eine Versprödung des Materials und eine initiale Rissbildung. Für diesen Schadensvorgang existieren verschiedene materialwissenschaftliche Hypothesen, wobei zumeist die Dekohäsionstheorie als Wahrscheinlichste angesehen wird. Dabei wird unterstellt, dass der Wasserstoff die Bindungskräfte im Metallgitter heruntersetzt und es so insbesondere im Bereich von Fremdatomen zur initialen Rissbildung kommen kann [7]. Das zunächst unterkritische Risswachstum setzt sich vom Rand aus halbelliptisch in Richtung des Querschnittskerns fort. Die in Abbildung 4 ersichtlichen Anrisslinsen sind ein typisches Erscheinungsbild der SpRK. Durch den sich immer weiter reduzierenden Restquerschnitt kommt es bei Erreichen eines kritischen Minimums zum Gewaltbruch des einzelnen Stahlquerschnitts.



Abbildung 4 Halbelliptische Anrisslinsen in einer Bruchfläche eines Spannstahls nach Zugversuch
Quelle: MFPA Weimar

3.1 SpRK an Spannbetonkonstruktionen

Die ersten Bauwerksschäden vorgespannter Konstruktionen aufgrund von SpRK traten in Deutschland in den 1960er Jahren an Decken von Viehställen auf [8]. Schäden an diversen Spannstählen wurden bereits bei der Lagerung, dem Transport oder auch Einbau dokumentiert.

Aufgrund von dokumentierten Schadensfällen und wissenschaftlicher Untersuchungen gelten in Deutschland derzeit folgende Spannstähle als hochempfindliche ggü. SpRK [9]:

- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Felten & Guillaume Carlswerke AG, Handelsname **Neptun**, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet;
- Vergüteter Spannstahl St 145/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG, Handelsname **Sigma**, Produktionszeitraum bis 1965 stark gefährdet (rund oder oval), Produktionszeitraum bis 1978 gefährdet (nur oval)
- Vergüteter **Hennigsdorfer** Spannstahl St 140/160, Querschnitt rund oder oval, Hersteller VEB Stahl- und Walzwerk Hennigsdorf (ehemals Deutsche Demokratische Republik); Vergütungsprozess durch Ölschlussvergütung oder Hochtemperatur-Thermo-Mechanische Behandlung (HTMB-Stähle), Produktionszeitraum bis 1993 stark gefährdet.

Neben den zuvor genannten Stählen sind auch einzelne Schadensfälle mit Spannstählen der Festigkeit St 110/135 und St 135/150 bekannt [10]. Die hohe Empfindlichkeit der genannten Spannstähle wird überwiegend auf ihr Vergütungsgefüge, die hohen Festigkeiten und die chemische Stahlzusammensetzung zurückgeführt. Trotz der bekannten Problematik und verschiedener Produktionsanpassungen sowohl für die West- als auch die Ostdeutsche Spannstahlproduktion muss für die genannten Stahlsorten weiterhin eine Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrisskorrosion unterstellt werden.

Auch in der Schweiz wurden im Jahr 1958 an einem Bauwerk Brüche beim Vorspannen an der Spannbewehrung festgestellt. Infolgedessen wurde der Einsatz ölschlussvergüteter Spannstähle in der Schweiz untersagt [8]. In Österreich wurde zurückliegend

auch vergüteter Spannstahl aus deutscher Produktion verbaut. Die Murbrücke in der Steiermark wurde beispielsweise im Jahre 2001 wegen des Verdachts einer höheren SpRK-Gefährdung abgebrochen. Das 1964 erbaute Bauwerk war mit Sigma St 145/160 errichtet worden [11].

3.2 Umgang mit SpRK-gefährdeten Bauwerken in Deutschland

Anfang der 1990er Jahre führte der Einsturz eines Hallendachbinders in Mannheim zur intensiveren Auseinandersetzung mit der Thematik SpRK. Das Bundesministerium für Verkehr hat für seinen Verantwortungsbereich der Bundesfernstraßen eine *Handlungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden* (kurz: Handlungsanweisung SpRK) [9] erlassen, welche in der aktuellen Fassung von 2011 gültig ist. Im Bereich der Deutschen Bahn gilt eine Richtlinie (*RiL 805*) zur Bewertung bestehender Eisenbahnbrücken [12] in Verbindung mit einem Nachrechnungskonzept [13] für Bauwerke mit gefährdeten Spannstählen.

In den zuvor genannten Regelwerken werden Hinweise zur Priorisierung von Bauwerken gegeben, bei denen ein gefährdeter Spannstahl verbaut wurde. Mit Hilfe eines tragwerksplanerischen Bewertungskonzeptes wird bauwerksspezifisch berechnet, ob es zu einem schlagartigen Versagen der Konstruktion aufgrund von Spannstahlausfällen kommen kann. Dazu wird ermittelt, ob das Bauwerk ein rechnerisches Ankündigungsverhalten hat. Hierunter wird verstanden, dass aufgrund der fortschreitenden Spannstahlschädigung eine Rissbildung im Beton einsetzt, welche im Rahmen von Sonderinspektionen erkannt werden kann. Trotz der dann reduzierten Spannstahlfläche muss das Tragwerk eine ausreichende Restsicherheit besitzen. Grundvoraussetzung ist weiterhin, dass die Risse erkannt und nicht von Asphalt oder rissüberbrückenden Oberflächenbeschichtungen verdeckt werden. Wenn das sogenannte Riss-vor-Bruch-Kriterium erfüllt ist, kann das Bauwerk sicher weiterbetrieben werden. Am Tragwerk wird die Berechnung des rechnerischen Ankündigungsverhaltens auf Querschnittsebene meist in den Zehntelpunkten zwischen zwei

Auflagerpunkten geführt. Ebenfalls ist ein stochastischer Nachweis einer ausreichenden Resttragssicherheit möglich.

Falls das rechnerische Ankündigungsverhalten nicht nachgewiesen werden kann, können nach Handlungsanweisung SpRK die in den nachfolgenden Unterkapiteln beschriebenen Maßnahmen umgesetzt werden.

3.2.1 Ersatzneubau

Mit einem Ersatzneubau kann verständlicherweise das Risiko eines plötzlichen Tragwerksversagens aufgrund von SpRK ausgeschlossen werden. Es ist jedoch zu bedenken, dass dieses bis zum Rückbau des Tragwerkes weiterhin besteht. In diesem Zeitraum sind Kompensationsmaßnahmen erforderlich.

3.2.2 Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen

Verstärkungsmaßnahmen sollen dort umgesetzt werden, wo dies mit einfachen Mitteln wirtschaftlich möglich ist. Dabei soll die Verstärkung ein ausreichendes Sicherheitsniveau erzeugen, ohne die Mitwirkung des bestehenden SpRK-gefährdeten Spannstahls zu berücksichtigen.

3.2.3 Materialuntersuchungen

Um die Art, Lage und Anzahl der bauwerksdiagnostischen Untersuchungen bauwerksspezifisch festzulegen, ist eine Untersuchungsplanung nach [9] und [14] zu erstellen. Im Nachrechnungskonzept zur RiL 805 werden konkrete Umfänge für Materialuntersuchungen an Eisenbahnbrücken vorgegeben.

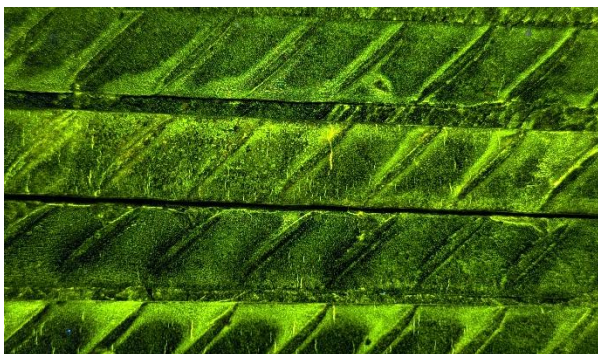


Abbildung 5 Magnetpulverprüfung in situ in einer Sondierungsöffnung mit zahlreichen linienförmigen Anrissanzeigen am Spannstahl

Üblicherweise werden bei Bündelspanngliedern die in Tabelle 1 dargestellten Untersuchungen mit den dort genannten Zielen durchgeführt.

Die Magnetpulverprüfung in situ und der Zugversuch im Labor stellen die wichtigsten Untersuchungsmethoden dar. Mit der Magnetpulverprüfung können mehrere Einzeldrähte einer Sondierungsöffnung beurteilt werden. Im Zugversuch werden dann wenige Einzeldrähte geprüft. Der ermittelte Zugfestigkeitswert kann dabei ein indirektes Indiz für den Schädigungsgrad sein. Je größer die Schädigung und damit der Rissfortschritt ist, desto geringer fällt die Zugfestigkeit bezogen auf den Gesamtquerschnitt aus. In Kapitel 4 wird die Zugfestigkeit bezogen auf den Gesamtquerschnitt als qualitativer Vergleich der Schädigung einzelner Drähte herangezogen.

Tabelle 1 Mögliche bauwerksdiagnostische Untersuchungen

Untersuchung	Ziel
Entnahme Betonproben (Bohrkerne)	Ermittlung tatsächliche Betonzugfestigkeit zur Bewertung des Ankündigungsverhaltens
Dokumentation Hüllrohr und Verpressmörtel	Beschreibung visueller Auffälligkeiten, die auf eine („klassische“) Korrosion als Auslöser für eine SpRK hinweisen
Chemische Analyse des Verpressmörtels	Bestimmung der Konzentration SpRK-fördernder Substanzen (Chloride, Sulfide, weitere Promotoren)
Beschreibung des Oberflächenzustandes der Einzeldrähte	Erkennen von Auffälligkeiten, wie Korrosionsspuren, die auf eine („klassische“) Korrosion als Auslöser für eine SpRK hinweisen
Magnetpulverprüfung in situ	Erkennen von Anrissen an den freiliegenden Einzeldrähten, vgl. Abbildung 5
Messung der Rückdehnung	Quantitative Abschätzung der Vorspannung im Spanndraht
Magnetpulverprüfung im Labor	Allseitige Erfassung von Anrissen an den entnommenen Einzeldrähten
Untersuchung von entnommenen Spannstahlproben	Probengewinnung für Zugversuche (Ermittlung der 0,2%-Dehngrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung) Dokumentation der Bruchflächen nach dem Zugversuch zu Erkennung von Anrisslinsen

4 Aktuelle Erkenntnisse zu Spannungsrissskorrosion im Brückenbau

Der Kollaps der Carolabrücke hat in den Folgejahren zu mehr Achtsamkeit beim Thema SpRK gesorgt. Im Zuge dessen erfolgte eine Vielzahl von

bauwerksdiagnostischen Untersuchungen insbesondere in den Bundesländern der ehemaligen DDR, in denen weiterhin Bauwerke mit Hennigsdorfer Spannstahl vorhanden sind. In der Auswertung mehrerer Gutachten konnten Beobachtungen gemacht werden, die zu neuen Erkenntnissen geführt haben und im Rahmen wissenschaftlicher Arbeiten noch vertieft untersucht werden.

4.1 Schadenskonzentration in Hochpunkten

Bereits die Untersuchungen zur Einsturzursache der Carolabrücke nährten den Verdacht, dass es an diesem Bauwerk zu einer Schadenskonzentration in Teilbereichen gekommen war. Besonders betroffen waren die in der Fahrbahnplatte verlaufenden Spannglieder, die sowohl als Zulage gerade geführt wurden als auch die parabolisch verlaufenden Spannglieder im Stützbereich. Bei den Untersuchungen einer anderen mehrfeldrigen Durchlaufträger-Brücke in Mecklenburg-Vorpommern (Brücke 1) und eines weiteren Bauwerks in Sachsen (Brücke 2) wurde eine Schadenskonzentration in den Spanngliedhochpunkten also im Bereich über den Stützen festgestellt. An der erstgenannten 13-feldrigen Brücke 1 wurden vier Bereiche direkt über der Stütze im Hochpunkt der Spannglieder und vier Bereiche im Feld untersucht. Insgesamt wurden mehr als 25 Einzeldrähte entnommen und an jeder Sondierungsöffnung eine Magnetpulverprüfung in situ durchgeführt. An den untersuchten Spannstählen der Feldbereiche wurde eine geringe Versprödung bis hin zu Anrissen mit geringer Tiefe vorgefunden. In Abbildung 6 ist ein Beispiel für den schlechtesten Zustand in den Feldbereichen dargestellt. Die dort untersuchten Spannstähle erreichen im Zugversuch eine minimale Zugfestigkeit von 1.310 MPa bei einem Mittelwert von 1.542 MPa.



Abbildung 6 Maximal geschädigter Einzeldraht aus den Feldbereichen der Brücke 1. Der Gesamtbruch erfolgte versetzt in mehreren Ebenen.

Die Spannstähle, welche in den Hochpunkten untersucht wurden, hatten einen schlechteren Zustand. Der Zustand verschlechterte sich mit aufsteigender Kilometrierung. In der Stützachse mit dem schlechtesten Zustand, wurden bereits beim Öffnen der Hüllrohre vorhandene Spanndrahtbrüche erkundet. Mehrere Einzeldrähte hatten eine mit Abbildung 7 vergleichbare Schädigung. Die minimale Zugfestigkeit der untersuchten Einzeldrähte lag bei 615 MPa, der Mittelwert bei 1.238 MPa.



Abbildung 7 Maximal geschädigter Einzeldraht aus den Stützbereichen der Brücke 1.

Der zuvor geschilderte Eindruck wurde bei der Auswertung [15] von 27 zur Verfügung gestellten bauwerksdiagnostischen Gutachten bestätigt.

An 12 Durchlaufträgerbauwerken mit nachgewiesener Schädigung wurden sowohl Hoch- als auch Tiefpunkte untersucht. Auch hier zeigte sich eine deutliche Häufung der Befunde in den Hochpunkten. Dabei wurde jedes Bauwerk unabhängig vom jeweiligen Untersuchungsumfang gleich gewichtet, um eine Verzerrung durch unterschiedlich viele Untersuchungsstellen zu vermeiden. Während an Hochpunkten in 86 % der untersuchten Öffnungen ein positiver Befund vorlag, wurden in Tiefpunkten mit 28 % deutlich seltener Schädigungen festgestellt. Die Ursachen dieser Schädigungskonzentration sind bislang nicht abschließend geklärt. Sie zei-

gen jedoch, dass Bauwerke mit einem parabelförmigen Spanngliedverlauf zwingend auch in den Hochpunkten zu untersuchen sind, obwohl dort der Aufwand meist am größten ist. Bei Straßenbrücken müssen Asphalt und Abdichtung entfernt und wiederhergestellt werden. An Eisenbahnbrücken erschwert der Oberbau den Zugang zu den oberliegenden Spanngliedern.

In den bisherigen Bewertungsansätzen in [9] und [13] wird von einer über das Bauwerk gleich verteilte Schädigung ausgegangen. Sollte sich die örtlich konzentrierte Schädigung bestätigen, bedürfen diese Ansätze einer Überprüfung.

4.2 Schadensverteilung entlang eines Einzeldrahtes

Bauwerksdiagnostische Untersuchungen stellen immer eine große Herausforderung dar. An Bauwerken, die weiterhin in Nutzung bleiben sollen, muss von kleinen Stichproben (wenigen Sondierungsöffnungen) auf das gesamte Bauwerk geschlussfolgert werden. Je inhomogener die Schadensverteilung in Längsrichtung der Spannglieder ist, desto herausfordernder ist die Bewertung. An einem Bauwerk (Brücke 3), welches mit Hennigsdorfer Spannstaht hergestellt wurde, konnten Untersuchungen im Rahmen des veranlassten Rückbaus durchgeführt werden. Hierbei konnten mehrere Meter lange Spanngliedabschnitte gesichert und vertieft untersucht werden. Drei Einzeldrähte aus einem Bündelspannglied konnten über eine Länge von jeweils bis zu drei Metern hinsichtlich des Vorhandenseins von Anrissen und den Materialeigenschaften untersucht werden. Dazu wurden die Einzeldrähte in jeweils sechs 50 cm lange Proben getrennt und die Abschnitte einzeln den Prüfungen unterzogen. Für einen Einzeldraht konnte festgestellt werden, dass der Versprödungsgrad nach [13] zwischen 3,0 und 5,0 variierte. Die erste Probe (0 – 50 cm) erzielte im Zugversuch eine Zugfestigkeit von 1.640 MPa. Dagegen erreichte die letzte Probe nur noch eine Zugfestigkeit von 632 MPa.

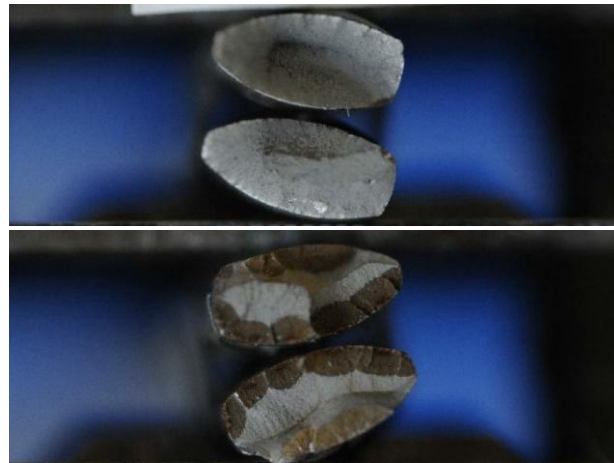


Abbildung 8 oben: Bruchfläche der Probe 0-50 cm
unten: Bruchfläche der Probe 250-300 cm
Beide Proben wurden entlang desselben Einzeldrahtes entnommen.

Die jeweiligen Bruchflächen sind in Abbildung 8 dargestellt. Auf vergleichsweise kurzer Länge veränderte sich der Zustand deutlich. Vergleichbare Feststellungen wurden für ein anderes Bauwerk bereits in [16] dokumentiert. Da alle drei Einzeldrähte aus einem Bündelspannglied entnommen wurden, konnten auch Vergleiche der Zustände zwischen den Einzeldrähten in einem Schnitt des Bündelspannglieds geführt werden. Im Probenabschnitt 250-300 cm wurde an den Proben der drei Einzeldrähte Zugfestigkeiten von 1.086 MPa, 994 MPa und 632 MPa ermittelt. An den drei Werten ist erkennbar, dass für jeden Draht eine Schädigung vorlag. Jedoch unterschied sich die Schädigung und damit der verbliebene Restquerschnitt der Proben deutlich.

In einer Sondierungsöffnung können meist mehrere Einzeldrähte visuell beurteilt werden. Die Versprödung und eine Anrissbildung sind jedoch makro- und mikroskopisch nicht sichtbar.

Sollten sich die Beobachtungen von deutlich unterschiedlichen Zuständen entlang eines Einzeldrahtes und zwischen benachbarten Einzeldrähten auch nach wissenschaftlicher Auswertung bestätigen, dann kommt der Auswahl der Proben für eine Materialentnahme eine noch größere Bedeutung zu. Eine Magnetpulverprüfung in situ kann bei diesem Prozess unterstützen.

4.3 Magnetpulverprüfung in situ

Die Magnetpulverprüfung ist ein zerstörungsfreies Prüfverfahren [17], welches üblicherweise im Stahlbau seine Anwendung findet. Ferromagnetische Werkstoffe werden dabei in das Magnetfeld eines Elektro- oder Permanentmagneten gebracht. Die sich im Werkstoff ausbreitenden magnetischen Feldlinien treten an Rissen aus und bilden einen magnetischen Streufluss. Dabei entstehen Magnetpole, an denen sich die aufgebrachte Prüflösung sammelt. Werden fluoreszierende Prüflösungen verwendet, dann kann unter UV-Licht der Riss visuell erkannt werden (vgl. Abbildung 5 und Abbildung 10).

Dieses Prüfverfahren kann auch an Spannstählen sowohl im eingebauten Zustand als auch an Proben im Labor durchgeführt werden. Insbesondere die Anwendung in situ kann bei der zuvor geschilderten Herausforderung der inhomogenen Schädigungsverteilung unterstützen. Die in einer Sondierungsöffnung freigelegten Einzeldrähte eines Bündelspanngliedes werden abschnittsweise magnetisiert und auf Anrisse geprüft. Mit dieser Methode können bereits am Bauwerk unterschiedliche Schädigungsgrade der SpRK erkannt werden. Dazu werden die erkannten Anrissverteilungen abstrahiert und in Anrissklassen eingeteilt. Für weiterführende Laboruntersuchungen werden meist Proben mit dem schlechtesten Zustand entnommen.

In Abbildung 9 und Abbildung 10 ist die gleiche Sondierungsöffnung vor und nach der Magnetpulverprüfung zu sehen. Es ist erkennbar, dass sich kurze linienförmige Anrissanzeigen lokal konzentrieren.

Die RiL 805 [12] schreibt für Bahnbrücken die Anwendung der Magnetpulverprüfung in situ verbindlich vor. Dagegen ist entsprechend der Handlungsanweisung Spannungsrisskorrosion [9] für Bauwerke im Zuge von Bundesfernstraßen die Anrissprüfung mit Magnetfluoreszenz erst im Labor gefordert.

Durch den Einsatz des zerstörungsfreien Prüfverfahrens bereits am Bauwerk werden wesentliche Erkenntnisse gewonnen. Durch die Überprüfung und den Vergleich aller sichtbaren Drähte wird die Übertragbarkeit der im Labor erfassten Materialeigenschaften auf diese verbessert.

In [15] wurden sechs Gutachten ausgewertet, bei denen an insgesamt 60 Stellen Magnetpulverprüfung

in situ angewendet wurde. An allen Proben, an denen bereits am Bauwerk eine Schädigung erkannt wurde, wurde diese auch im Rahmen der Laboruntersuchungen bestätigt. Es waren jedoch auch mehrere Öffnungsstellen vorhanden, an denen die Magnetpulverprüfung einen falsch negativen Befund lieferte, da nach den Zugversuchen an den Einzelproben im Bruchbild trotzdem Anrisslinien erkannt wurden. Diese Feststellung muss bei der gesamthafte Bewertung aller bauwerksdiagnostischen Ergebnisse bauwerksbezogen berücksichtigt werden. Die Ursache der falsch-negativen Prüfergebnisse können darin liegen, dass die Anrisse am Einzeldraht nur einseitig vorhanden waren und in der Sondierungsöffnung auf der abgewandten Seite lagen. Dieser Sachverhalt ließ sich in den vorhandenen Gutachten nicht zweifelsfrei aufklären und bedarf vertiefter Beobachtung.

Jedoch sollte dadurch die Anwendung der Magnetpulverprüfung nicht gänzlich infrage gestellt werden. Der Erkenntniszugewinn gegenüber einer rein visuellen Beurteilung der freigelegten Spannstähle überwiegt. Insbesondere bei starken Schädigungsgraden wie in Abbildung 5 dargestellt, bildet die Magnetpulverprüfung eine belastbare Bewertungsgrundlage. Gegenstand aktueller wissenschaftlicher Untersuchungen ist die Fragestellung, ob aus der mittels Magnetpulverprüfung in situ ermittelten Anrisscharakteristik direkt auf den Restquerschnitt und die Resttragfähigkeit des Spannstahls geschlossen werden kann.



Abbildung 9 Freigelegte Einzeldrähte innerhalb einer Sondierungsöffnung, die keine visuellen Auffälligkeiten zeigen.

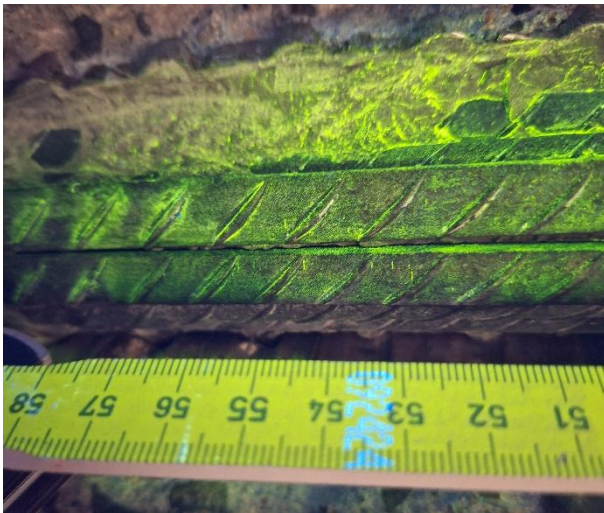


Abbildung 10 Die Einzeldrähte der Abbildung 9 nach Durchführung der Magnetpulverprüfung mit linienförmigen Anrissanzeigen senkrecht zur Drahtachse.

4.4 Entscheidungs- und Eskalationsplan

Der tatsächliche Zustand von Bauwerken mit spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl kann durch eine Bauwerksprüfung nach DIN 1076 [18] meist nicht visuell erkannt werden, außer es sind Biegerisse in Bereichen vorhanden, für die ein rechnerisches Ankündigungsverhalten ermittelt wurde. Mit bauwerksdiagnostischen Untersuchungen (u. a. Magnetpulverprüfung, Zugversuch etc.) kann der tatsächliche Spannstahlzustand in ausgewählten Bereichen erfasst werden. Die bis dahin nur latent vorhandene Gefährdung kann durch die Erkundungsergebnisse als reale Gefährdung erkennbar werden. Und das nicht erst nach den Laboruntersuchungen. Sowohl an der Carolabrücke als auch an der zuvor genannten Brücke 1 wurde schon bei den Stemmarbeiten zur Herstellung von Sondierungsöffnungen Auffälligkeiten festgestellt. Durch die Facharbeiter wurden Erschütterungen und Geräusche festgestellt, die aus dem Beton nach außen drangen. An den entsprechenden Sondierungsöffnungen wurden sehr ausgeprägte Schädigung festgestellt. Einzelne Drähte waren bereits gebrochen. Mit der Magnetpulverprüfung in situ konnten engmaschige und lange Anrissanzeigen erfasst werden. Es muss davon ausgegangen werden, dass durch den Eintrag mechanischer Energie bei den Stemmarbeiten weitere Drähte gebrochen sind, welche nur noch einen sehr geringen Restquerschnitt hatten. Es ist nicht

auszuschließen, dass diese Drähte auch zeitnah durch Verkehrseinwirkung gebrochen wären.

Für die Bauwerksverantwortlichen stellen diese Untersuchungsergebnisse zweifelsfrei die kritischsten Ergebnisse dar, welche auch ein sofortiges Handeln erfordern können. Schon innerhalb der Planung der bauwerksdiagnostischen Untersuchungen sollte ein Entscheidungs- und Eskalationsplan aufgestellt werden. Mit diesem sollten bauwerksspezifisch Handlungen für bestimmte Erkundungsergebnisse mit den Verantwortlichen abgestimmt und vorgeplant werden. Dies erlaubt ein gezieltes Handeln, was von einer Einschränkung der Verkehrslast bis hin zur Vollsperrung des Bauwerks und der darunter liegenden Verkehrswege führen kann.

Die Betrachtungen sind bauwerksspezifisch zu führen. Eine Verallgemeinerung scheint nicht zielführend, da die konkreten Maßnahmen von verschiedenen Faktoren abhängig sind. Diese sind beispielsweise:

- Vorhandensein eines rechnerischen Ankündigungsverhaltens (Riss-vor-Bruch)
- Gesamtzustand des Bauwerks
- Tragfähigkeitsreserven und statische Umlagemöglichkeiten
- verkehrliche Bedeutung des Bauwerks
- Vorinformation aus einem Schallemissionsmonitoring
- Lage und Intensität der Schädigung

Ein Entscheidungs- und Eskalationsplan ermöglicht den Bauwerksverantwortlichen sachliche Entscheidungen mit ausreichender Vorbereitungszeit zu treffen.

5 Fazit und Ausblick

Der Einsturz der Carolabrücke in Dresden ohne Vorankündigung hat verdeutlicht, dass Spannungsrissskorrosion im Brückenbau auch heute noch ein relevantes Sicherheitsrisiko darstellt. Die seitdem durchgeführten Untersuchungen an mehreren Bauwerken mit Hennigsdorfer Spannstahl zeigen, dass bisherige Bewertungsansätze und grundlegende Annahmen zum Schaden und Schadensprozess kritisch hinterfragt und wissenschaftlich untersucht werden müssen.

Bauwerksdiagnostische Untersuchungen liefern eine fundiertere Aussage zur tatsächlichen Schädigung eines Bauwerks. Insbesondere Magnetpulverprüfungen in situ und Zugversuche an entnommenen Proben sind ein wesentliches Hilfsmittel der Bewertung. Mit modernen Monitoringsystemen (Schallemission oder auch faseroptischen Sensoren) kann das Fortschreiten der Schädigung genau beurteilt werden. Bauwerksdiagnostik, Monitoring und tragwerksplanerische Bewertung des Gesamttragwerkes sind integraler Bestandteil der Standsicherheitsbewertung gefährdeter Bauwerke.

Für Spannbetonbauwerke mit Hennigsdorfer Spannstahl liegen derzeit viele Erkenntnisse vor, die einer wissenschaftlichen Untersuchung und Bewertung bedürfen. Für die ehemals westdeutschen Spannstähle Neptun und Sigma, welche ebenfalls als SpRK-gefährdet eingestuft werden, liegen die Informationen nicht in vergleichbarem Umfang gebündelt vor. Die Übertragbarkeit der Erkenntnisse des ostdeutschen Spannstahls auf die beiden westdeutschen Spannstähle muss durch ergänzende Material- und Bauwerksuntersuchungen geprüft werden. Das bisherige Ausbleiben eines Schadensereignisses mit vergleichbarer Tragweite wie bei der Carolabrücke kann dabei nicht ohne Weiteres als Nachweis eines geringeren Risikos interpretiert werden. Darüber hinaus bedürfen die beobachtete Schadenskonzentration in Hochpunkten von Spannmitgliedern sowie die inhomogene Schädigungsverteilung entlang einzelner Spanndrähte einer vertieften wissenschaftlichen Untersuchung.

Da auch in Österreich Spannstähle verwendet wurden, die heute als spannungsrisskorrosionsgefährdet eingestuft sind, erscheint eine kritische Auseinandersetzung mit den bisherigen Bewertungsansätzen sinnvoll. Die in Deutschland gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse können dabei helfen, Untersuchungsstrategien weiterzuentwickeln, mögliche Risiken frühzeitig zu erkennen und bestehende Bauwerke fundiert zu bewerten.

6 Danksagung

Die Autoren danken dem Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg, dem sächsischen Landesamt Straßenbau und Verkehr, der Stadt Magdeburg und der Technischen Universität Dresden für die Bereitstellung von Gutachten zu spannungsrisskorrosionsgefährdeten Bauwerken. Besonderer Dank gilt den

Kolleginnen und Kollegen der MKP GmbH, deren langjährige Tätigkeit bei der Untersuchung, Bewertung und Begutachtung spannungsrisskorrosionsgefährdeter Bauwerke maßgeblich zur Datengrundlage und den in diesem Beitrag dargestellten Erkenntnissen beigetragen hat.

7 Literatur

- [1] Eichinger, E.: *Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken mit Hilfe Probabilistischer Methoden*. Dissertation, TU Wien (2003).
- [2] Marx, S.; Scheerer, S.; Ebell, G.; Schacht, G.; Ritter, R.; Fiedler, M.; Clages, L.; Voigt, Chr.; Czeschka, D. (2025) *Einsturz der Carolabrücke in Dresden – Teil 1: Einsturzursachen*. Beton- und Stahlbetonbau, DOI: 10.1002/best.202500029.
- [3] Schacht, G.; Marx, S.; Scheerer, S.; Fiedler, M.; Ritter, R.; Clages, L.; Voigt, C.; Czeschka, D.; Ebell, G.; Marzahn, G. (2025) *Einsturz der Carolabrücke in Dresden Teil 2: Untersuchungen zu den Einsturzursachen und die Folgen*. Beton- und Stahlbetonbau 120, H. 10, S. 837–846. <https://doi.org/10.1002/best.70008>.
- [4] Berger, R.; Franke, M.; Thürmer, E.: *Projektion der Dr.-Rudolfs-Friedrich-Brücke*. DIE STRASSE 11 (1971) 6, S. 266–277.
- [5] Fiedler, M.; Pirsakawetz, S.; Kaplan, F.; Holst, R.; Saloga, K.; Schmidt, S.; Sodeikat, C. Detektion von Spanndrahtbrüchen mit Schallemissionsanalyse – Die neue Richtlinie SE 05 der DGZfP. Beton- und Stahlbetonbau 120, H. 2, DOI: 10.1002/best.202400098 (2024).
- [6] Nürnberger, U.: *Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Band 1*. Bauverlag (1995).
- [7] Moersch, J.: *Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion von hochfesten Spannstählen : Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen*. Dissertation, RWTH Aachen (2005).
- [8] Wilhelm T.: *Wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion: Ein Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Spannbetonbrücken mit Hennigsdorfer Spannstahl*. Dissertation, TU Dresden (2014).
- [9] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS, Hrsg.): *Hand-*

lungsanweisung zur Überprüfung und Beurteilung von älteren Brückenbauwerken, die mit vergütetem, spannungsrissskorrosionsgefährdetem Spannstahl erstellt wurden (Handlungsanweisung Spannungsrissskorrosion). (2011).

- [10] Lingemann, J.: *Zum Ankündigungsverhalten von älteren Brückenbauwerken bei Spannstahlausfällen infolge von Spannungsrissskorrosion.* Dissertation, TU München (2010).
- [11] Vill, M.: *Zum Tragverhalten von Massivbrücken mit geschädigten Spanngliedern.* Dissertation, TU Wien, (2005).
- [12] DB Netz AG: *Richtlinie 805. Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken.* Deutsche Bahn AG (2004).
- [13] DB Netz AG: *Nachrechnungskonzept für Bauwerke mit spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen.* Deutsche Bahn AG (2020).
- [14] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): *DAfStb-Richtlinie Bauwerksdiagnostik – Planung, Durchführung, Aufbereitung.* Ausgabe 2025-02. Berlin: DIN Media GmbH (2025).
- [15] Becher, E.: *Analyse der Wirksamkeit diagnostischer Untersuchungen zur Identifikation einer akuten Spannungsrissskorrosion.* Projektarbeit, TU Dresden (2026).
- [16] Bauer, T.; Wilhelm, T.: *Zur Schadensverteilung des durch Spannungsrissskorrosion geschädigten Spannstahls in einem Brückenbauwerk.* Bautechnik, 88. Jahrgang, Heft 3, 2011, S. 177–184.
- [17] DIN EN ISO 9934-1:2017-03: *Zerstörungsfreie Prüfung – Magnetpulverprüfung – Teil 1: Allgemeine Grundlagen (ISO 9934-1:2016); Deutsche Fassung EN ISO 9934-1:2016.* Berlin: Beuth Verlag (2017).
- [18] DIN 1076:2026-01: *Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen – Prüfung und Überwachung.* Berlin: DIN Media GmbH (2026).

Ertüchtigung der Autobahnbrücke BW 299a mit UHPC

Oliver Sikorski

Implenia Civil Engineering GmbH, München, Deutschland

KURZFASSUNG:

Die Alterung der Verkehrsinfrastruktur sowie stetig steigende Verkehrsbelastungen stellen die Erhaltung bestehender Brückenbauwerke vor große Herausforderungen. Konventionelle Verstärkungs- oder Ersatzneubaumaßnahmen sind häufig mit hohen Kosten, langen Bauzeiten sowie erheblichen Verkehrseinschränkungen verbunden. Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) bietet aufgrund seiner hohen Festigkeit, Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit eine leistungsfähige Alternative zur nachhaltigen Ertüchtigung bestehender Bauwerke.

Der Beitrag beschreibt die Ertüchtigung der Autobahnbrücke BW 299a nahe Bayreuth/Deutschland mittels einer direkt befahrenen UHFB-Schicht. Im Rahmen der Nachrechnung wurden Defizite hinsichtlich Durchstantragfähigkeit, Querkraftbeanspruchung sowie Gebrauchstauglichkeit festgestellt. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit und gleichzeitigen Verbesserung der Dauerhaftigkeit wurde eine im Verbund wirkende UHFB-Aufbetonschicht hergestellt. Dieses Ertüchtungskonzept erlaubte den Verzicht auf zusätzliche Schubverbinder, konventionelle Abdichtungssysteme sowie Asphaltdeckschichten. Insgesamt wurden rund 70 m³ UHFB innerhalb von drei Nachtschichten eingebaut.

Das Projekt verdeutlicht das Potenzial von UHFB für eine ressourcenschonende, wirtschaftliche und dauerhafte Bestandserhaltung von Brückenbauwerken.

1 Einleitung

1.1 Historischer Kontext

Ein großer Teil der heutigen Verkehrsinfrastruktur in Deutschland und Mitteleuropa wurde während der Ausbauphase zwischen den 1950er- und 1980er-Jahren errichtet. Insbesondere Brückenbauwerke entstanden in diesem Zeitraum in großer Zahl und bilden bis heute das Rückgrat des überregionalen Verkehrsnetzes. Mit zunehmendem Alter erreichen viele dieser Bauwerke jedoch einen Zustand, in dem umfassende Instandsetzungs-, Verstärkungs- oder Erneuerungsmaßnahmen erforderlich werden. Auch führen steigende Verkehrsleistungen sowie höhere Achslasten zu Beanspruchungen, die bei der ursprünglichen Bemessung vielfach nicht berücksichtigt werden konnten. Die Kombination aus Bauwerksalterung und kontinuierlich steigenden Verkehrslasten stellt heute eine der zentralen Herausforderungen für den Ingenieurbau und das Infrastrukturmanagement dar.

Wie Forman, Glock und Mark ausführen, ist die derzeitige Häufung von Erhaltungs- und Erneuerungsmaßnahmen wesentlich auf die intensive Bautätigkeit der Nachkriegsjahrzehnte zurückzuführen [1]. Dieser Zusammenhang wird in Abbildung 1 anhand der Entwicklung der Brückenflächen einer deutschen Großstadt verdeutlicht.

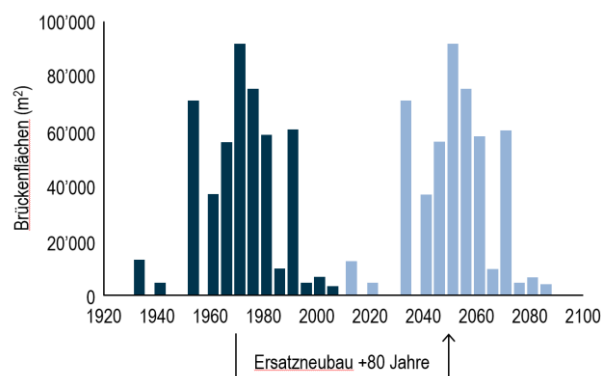


Abbildung 1 Verteilung der Brückenflächen einer deutschen Großstadt nach Baujahr sowie prognostizierter Ersatzbedarf nach 80 Jahren [5]

Mehr als 80 % des heutigen Brückenbestands wurden zwischen den 1950er- und 1980er-Jahren errichtet. Unter Annahme einer Nutzungsdauer von etwa 80 Jahren ergibt sich daraus in den kommenden Jahrzehnten ein erheblicher Bedarf an Erhaltungs-, Ertüchtigungs- und Ersatzmaßnahmen [1,2]. Hieraus ergeben sich zwei zentrale Konsequenzen. Zum einen sollte die bestehende Infrastruktur so lange wie technisch und wirtschaftlich sinnvoll erhalten werden, um Ressourcen zu schonen und den zukünftigen Erneuerungsbedarf zu entzerren [3,4]. Zum anderen sind kurze und effiziente Bauabläufe erforderlich, um Verkehrsbeeinträchtigungen sowie deren wirtschaftliche und ökologische Auswirkungen zu minimieren.

1.2 Resultierende Herausforderungen

Aus den beschriebenen Entwicklungen ergibt sich die Frage, wie bestehende Verkehrsinfrastruktur trotz steigender Anforderungen wirtschaftlich und nachhaltig erhalten werden kann. Eine zentrale Herausforderung besteht in den begrenzten Kapazitäten zur Realisierung von Ersatzneubauten. Daher gewinnen Maßnahmen am Bestand an Bedeutung. Gegenüber einem Ersatzneubau ermöglichen sie in der Regel kürzere Bauzeiten sowie einen geringeren Ressourcenverbrauch.

Den maßgeblichen Einfluss der Bauzeit auf die Umweltwirkung von Infrastrukturmaßnahmen zeigt die Untersuchung von Reddemann [6]. Während bei kurzen Bauzeiten die durch Verkehrsbehinderungen verursachten Emissionen lediglich einen geringen Anteil der Gesamtumweltwirkung ausmachen, übersteigen diese bei längeren Bauzeiten die direkten Umweltwirkungen der eigentlichen Baumaßnahme. Bei Großprojekten mit Bauzeiten von bis zu 24 Monaten können die verkehrsbedingten Emissionen mehr als 80 % des gesamten Treibhauspotenzials verursachen. Die Reduzierung der Bauzeit stellt daher einen wesentlichen Hebel zur Verringerung der ökologischen und volkswirtschaftlichen Auswirkungen von Infrastrukturmaßnahmen dar. Bereits heute besteht eine erhebliche Diskrepanz zwischen dem notwendigen Erhaltungsbedarf und den verfügbaren Umsetzungskapazitäten. Das Brückenmodernisierungsprogramm des Bundes sieht vor, die Zahl der jährlich modernisierten Teilbauwerke bis 2026 auf rund 400 zu steigern, um den aufgelaufenen Erneuerungsbedarf abzubauen [7].

Der Bundesrechnungshof weist jedoch darauf hin, dass die derzeitigen Modernisierungsleistungen nicht ausreichen, um die gesetzten Programmziele innerhalb des vorgesehenen Zeitraums zu erreichen [4]. Die bestehende Differenz zwischen Modernisierungsbedarf und Umsetzungskapazität verdeutlicht die Notwendigkeit effizienter Strategien zur Erhaltung und Verstärkung bestehender Bauwerke.

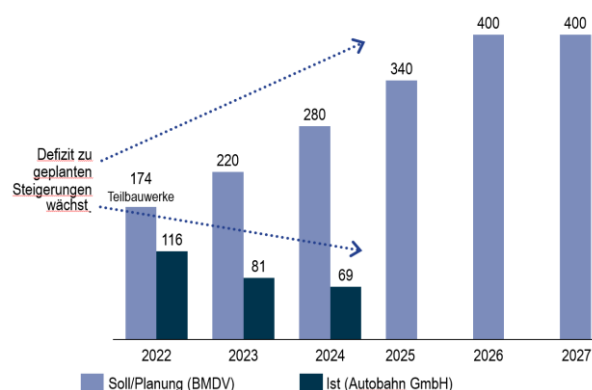


Abbildung 2 Defizit zwischen geplanten und ausgeführten Sanierungen von Teilbauwerken [4]

Daraus ergibt sich die zentrale Fragestellung dieses Beitrags:

Wie können bestehende Brückenbauwerke unter realen Verkehrsbedingungen wirtschaftlich ertüchtigt werden, sodass Bauzeit, Umweltwirkungen und Verkehrsbeeinträchtigungen minimiert werden?

1.3 UHFB als Schlüsselbaustoff

Vor dem Hintergrund der dargestellten Herausforderungen rücken innovative Ertüchtigungskonzepte auf Basis leistungsfähiger Baustoffe in den Fokus. Hierzu zählt insbesondere der Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB), dessen Anwendung darauf abzielt, die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit bestehender Infrastrukturbauwerke zu erhöhen und gleichzeitig Eingriffe in die bestehende Tragstruktur sowie die Bauzeit zu minimieren. International wird für diesen Werkstoff häufig die Bezeichnung Ultra-High Performance Concrete (UHPC) beziehungsweise Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) verwendet.

Anwendungsformen wie dünne UHFB-Aufbetonschichten zeigen, dass sich bestehende Bauwerke mit geringem Materialeinsatz an steigende Verkehrsbeanspruchungen anpassen lassen. Dadurch

kann in vielen Fällen auf einen vollständigen Ersatzneubau verzichtet werden [8].

Zahlreiche internationale Anwendungen belegen mittlerweile das Potenzial von UHFB für die Instandsetzung und Verstärkung von Verkehrsinfrastrukturbauteilen. Die Kombination aus hoher mechanischer Leistungsfähigkeit, ausgezeichneter Dauerhaftigkeit und geringen erforderlichen Schichtdicken ermöglicht wirtschaftliche und ressourcenschonende Ertüchtigungsmaßnahmen sowie beschleunigte Bauabläufe [9,10].

UHFB bewirkt eine Verbesserung von Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit bei geringen Eingriffen in die bestehende Tragstruktur und stellt damit eine vielversprechende Lösung für die aktuellen Herausforderungen der Bestandserhaltung dar.

Der folgende Abschnitt beschreibt die Anwendung dieses Konzepts anhand der Ertüchtigung der Autobahnbrücke BW 299a.

2 Das Bauwerk BW 299a

2.1 Bauwerksgeschichte und Bestandssituation

Das Bauwerk BW 299a befindet sich im Zuge der Bundesautobahn A9 nordöstlich von Bayreuth und überführt die Staatsstraße 2183. Die Brücke ist Teil einer hoch belasteten Nord-Süd-Verbindung des deutschen Autobahnnetzes [11].

Die Ursprungsbrücke wurde im Jahr 1934 errichtet. Der damalige Überbau bestand aus einem Stahlträgersystem mit Ort betonfahrbahn, während die Unterbauten als flach gegründete Schwergewichtswiderlager ausgeführt wurden. Im Zuge der fortlaufenden Anpassung an steigende Verkehrsanforderungen erfolgten mehrere Umbau- und Erweiterungsmaßnahmen. So wurden die Widerlager im Jahr 1970 durch Stahlbetonkonstruktionen ergänzt und der Überbau ersetzt. Im Rahmen einer weiteren grundlegenden Erneuerung entstand in den Jahren 1998 bis 1999 der heute vorhandene Spannbetonüberbau [11].

Der aktuelle Überbau besteht aus einer auf Elastomerlagern gelagerten Spannbetonplatte mit einer Konstruktionshöhe von 0,87 m. Wesentliche Bestandteile der Unterbauten stammen hingegen aus unterschiedlichen Bauphasen und spiegeln die langjährige bauliche Entwicklung des Bauwerks wider. Die Brücke stellt somit ein typisches Beispiel

für ein Infrastrukturbauwerk dar, das über mehrere Jahrzehnte hinweg an veränderte verkehrliche und technische Anforderungen angepasst wurde.

2.2 Ergebnisse der Nachrechnung und Randbedingungen der Ertüchtigung

Im Rahmen der Vorbereitung der vorgesehenen Instandsetzungsmaßnahme wurde für das Bauwerk BW 299a eine Nachrechnung nach der Nachrechnungsrichtlinie durchgeführt [11].

Die Nachrechnung zeigte mehrere Defizite des Bestandsbauwerks auf:

- unzureichender Durchstanzwiderstand des Überbaus im Bereich der Lager,
- unzureichender Ermüdungswiderstand gegenüber Querkraftbeanspruchungen,
- Überschreitungen der zulässigen rechnerischen Rissbreite von 0,20 mm an der Tragwerksoberseite im Bereich der Randbalken sowie
- eine unzureichende innere Standsicherheit des Widerlagers in Fahrtrichtung Berlin [11].

Die festgestellten Defizite erforderten sowohl Maßnahmen zur Tragfähigkeitssteigerung als auch zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit des Bauwerks. Gleichzeitig ergaben sich aus dem Bestand wesentliche Randbedingungen für die Wahl des Ertüchtigungskonzepts. Insbesondere sollten zusätzliche ständige Lasten möglichst gering gehalten werden, da die Nachrechnung bereits Defizite im Bereich der Unterbauten aufgezeigt hatte [11].

Konventionelle Verstärkungsmaßnahmen hätten umfangreiche Eingriffe in die bestehende Tragstruktur nach sich gezogen. Neben dem Einbau zusätzlicher Verbundmittel wären größere Schichtdicken erforderlich gewesen, wodurch sowohl das Eigengewicht des Überbaus als auch die Auswirkungen auf die vorhandene Gradienten zugenommen hätten. Darüber hinaus bestand bei nachträglichen Eingriffen in die Überbauplatte das Risiko einer Beeinträchtigung vorhandener Spannglieder.

Vor diesem Hintergrund wurde eine Ertüchtigungslösung gesucht, die die Tragfähigkeit des Überbaus erhöht, die Dauerhaftigkeit verbessert und gleichzeitig zusätzliche Lasten sowie Eingriffe in das bestehende Tragwerk minimiert. Diese Randbedingungen bildeten die Grundlage für das nachfolgend beschriebene Ertüchtigungskonzept.

2.3 Ertüchtungskonzept

Auf Grundlage der Nachrechnung wurde ein Ertüchtungskonzept entwickelt, das die festgestellten Defizite beseitigt und gleichzeitig die Randbedingungen des Bestandsbauwerks berücksichtigt [11].

Während die Defizite des Unterbaus mit konventionellen Maßnahmen behoben werden konnten, stellte die Ertüchtigung des Überbaus deutlich höhere Anforderungen. Herkömmliche Verstärkungsverfahren hätten erhebliche Eingriffe in die bestehende Tragstruktur erfordert, das Eigengewicht des Bauwerks erhöht und die bereits kritischen Unterbauten zusätzlich belastet. Vor diesem Hintergrund fiel die Entscheidung zugunsten einer direkt befahrenen UHFB-Schicht, welche die Tragfähigkeitssteigerung, Abdichtung und Dauerhaftigkeitsverbesserung in einem System vereint [11]. Die UHFB-Schicht übernimmt zudem die Funktion einer dauerhaften Abdichtung und schützt den Bestand zuverlässig vor dem Eindringen von Wasser und Chloriden. Dadurch konnte auf ein konventionelles Abdichtungssystem mit anschließendem Asphaltaufbau verzichtet werden [11].

Ein wesentlicher Vorteil des gewählten Konzepts liegt zudem im hohen Verbund zwischen UHFB und vorbereitetem Bestandsbeton. Dadurch konnte auf mechanische Verbindungsmittel verzichtet werden, womit Bohrungen in die bestehende Überbauplatte und das Risiko einer Beschädigung vorhandener Spannglieder vermieden wurden [11]. Die Ermüdungsbeanspruchung der unbewehrten Verbundfuge zwischen Bestandsbeton und UHFB wird nach bisherigen Untersuchungen als unkritisch bewertet [12,13].

Die Ertüchtungsmaßnahme verfolgte somit nicht ausschließlich das Ziel der Tragfähigkeitssteigerung. Vielmehr wurde ein integraler Ansatz gewählt, bei dem Tragwirkung, Dauerhaftigkeit, Abdichtung und die Reduzierung des zukünftigen Instandhaltungsaufwands in einer einzigen Maßnahme kombiniert werden. Dieses Konzept bildete die Grundlage für die nachfolgend beschriebene Ausführung der UHFB-Schicht auf dem Bauwerk BW 299a.

3 Ertüchtigung des Bauwerks mit UHFB

3.1 Arbeitsvorbereitung

Vor Beginn der Ausführungsarbeiten wurde ein Mock-up hergestellt, um die Verarbeitung des UHFB unter den Randbedingungen des späteren Einbaus zu erproben und die Eignung des vorgesehenen Ausführungskonzepts nachzuweisen. Besonderes Augenmerk lag dabei auf dem Einbau der direkt befahrenen UHFB-Schicht im vorhandenen Längsgefälle von rund 5,5 % sowie den variierenden Einbaustärken.

Das Probebauteil wurde mit Abmessungen von 2,0 m × 10,0 m und einer Schichtdicke von 110 mm hergestellt, entsprechend der späteren Ausführung auf dem Brückenüberbau. Die Herstellung des UHFB erfolgte bereits mit der vorgesehenen mobilen Mischanlage, sodass sowohl der Mischprozess als auch Logistik und Einbauverfahren unter praxisnahen Bedingungen überprüft werden konnten.

Neben der Beurteilung der Frischbetoneigenschaften diente das Mock-up dem Nachweis der Gefälleignung des Materials sowie der Überprüfung der geplanten Fugenausbildung. Die gewonnenen Erkenntnisse flossen unmittelbar in die Ausführungsplanung und das Betonierkonzept ein.



Abbildung 3 Herstellung Mock-up unter Baustellenbedingungen



Abbildung 4 Ausbildung einer Fuge nach SIA 2052:2016

Aufgrund des Pilotcharakters der Maßnahme kam der Voruntersuchung und dem Nachweis der Ausführbarkeit unter realen Baustellenbedingungen eine besondere Bedeutung zu. Insbesondere die Kombination aus einer direkt befahrenen UHFB-Schicht, dem Einbau im vorhandenen Fahrbahngelände sowie den unterschiedlichen Einbaustärken erforderte eine vorgelagerte Validierung der vorgesehenen Ausführungs- und Einbauverfahren. Darüber hinaus diente das Mock-up der Optimierung und Anpassung der Materialeigenschaften an die projektspezifischen Randbedingungen. Hierzu zählten insbesondere das Frischbetonverhalten unter den gegebenen Randbedingungen, die Konsistenzentwicklung während des Einbaus sowie die Sicherstellung einer gleichbleibend hohen Einbauqualität unter den vorgesehenen Baustellenbedingungen.

3.2 Materialeigenschaften UHFB

Der beim Bauvorhaben eingesetzte UHFB entspricht der Klasse UB gemäß SIA 2052:2016 [14]. Verwendet wurde das Produkt AHADUR UB der KIBAG Management AG.

Die Rezeptur bestand aus 2050 kg/m³ Premix (AHADUReasy), 170 kg/m³ Wasser und 45 kg/m³ Fließmittel (AHADURflow). Zur Steuerung der Frühfestigkeitsentwicklung wurden zusätzlich 6 kg/m³ eines Erstarrungsbeschleunigers zugegeben. Der Stahlfasergehalt betrug 280 kg/m³.

Zur Überprüfung der geforderten Materialeigenschaften wurden Materialprüfungen gemäß SN EN 12390 durchgeführt [15]. Die Druckfestigkeit wurde an Würfeln mit den Abmessungen 100 × 100 × 100 mm bestimmt. Hierbei ergab sich eine mittlere Druckfestigkeit von $f_{Ucm} = 145,0 \text{ N/mm}^2$ bei

einem Elastizitätsmodul von $E_U = 46,5 \text{ GPa}$. Die Zugcharakterisierung erfolgte an Prismen mit den Abmessungen 30 × 100 × 500 mm im Vierpunktbiegeversuch. Hierbei wurde eine mittlere Elastizitätsgrenzzugfestigkeit von $f_{Ute} = 11,2 \text{ N/mm}^2$ bei einer zugehörigen Dehnung von $\epsilon_{Ute} = 0,276 \text{ ‰}$ ermittelt. Das Verhältnis von Nachriss- zu Elastizitätsgrenzzugfestigkeit betrug $f_{Utu}/f_{Ute} = 1,34$. Sämtliche Anforderungen der Klasse UB gemäß SIA 2052:2016 wurden erfüllt [14].

3.3 Herstellung des UHFB vor Ort

Die Herstellung des UHFB erfolgte mittels einer mobilen Mischanlage direkt auf der Baustelle. Hierdurch konnte der Frischbeton bedarfsgerecht produziert und ohne lange Transportwege eingebaut werden.

Die zum Einsatz gebrachte Mischanlage wurde ursprünglich für die projektspezifische Herstellung von UHFB entwickelt und wird mittlerweile bundesweit für Ertüchtigungs- und Instandsetzungsmaßnahmen eingesetzt. Die Anlage hat eine maximale Produktionsleistung von bis zu 7 m³/h und eignet sich insbesondere für Bauvorhaben mit begrenzten Einbaumengen sowie erhöhten Anforderungen an Logistik und Materialqualität.



Abbildung 5 Mobile UHFB – Mischanlage der Implenia

3.4 Eigenüberwachung nach EN 12390 und Qualitätssicherung

Ein zentraler Bestandteil des Qualitätssicherungssystems ist die Eigenüberwachung durch das unabhängige und akkreditierte Baustofflabor der ausführenden Firma. Neben der Prüfung der Frisch- und Festbetoneigenschaften wurden sämtliche relevanten

ten Ausführungsschritte und Prüfergebnisse dokumentiert. Die durchgeführten Prüfungen sowie deren systematische Dokumentation gewährleisteten die kontinuierliche Überwachung der Material- und Ausführungsqualität während der gesamten Bauausführung.

Grundlage der Qualitätssicherung bildete ein unternehmensweites Regelwerk für UHFB-Anwendungen. Dieses definiert standardisierte Abläufe für Herstellung, Verarbeitung, Qualitätssicherung sowie Arbeits-, Gesundheits- und Umweltschutz.

Die zugehörigen Prüfprotokolle und Dokumentationsunterlagen sind integraler Bestandteil dieses Regelwerks und gewährleisten eine qualitätsgerechte Herstellung und Verarbeitung von UHFB unter Berücksichtigung geltender Richtlinien, relevanter Normen sowie gesetzlicher Anforderungen. Zudem dienen sie der Vermeidung von Ausführungsfehlern und Nacharbeiten sowie der Sicherstellung hoher Standards im Arbeits-, Gesundheits- und Umweltschutz.

Diese standardisierten Prozesse gewährleisten eine reproduzierbare Ausführungsqualität bei UHFB-Anwendungen.

3.5 Ausführung

Aufgrund der sommerlichen Witterungsbedingungen mit hohen Tagestemperaturen erfolgte die Herstellung der UHFB-Schicht in drei aufeinanderfolgenden Nachtschichten. Der Einbau erfolgte auf einer zuvor mittels Höchstdruckwasserstrahlen vorbereiteten und anschließend vorgesenkten Betonunterlage.

Der Einbau des UHFB wurde durch speziell geschultes Fachpersonal der ausführenden Firma durchgeführt, um die hohen Anforderungen an die Verarbeitungs- und Ausführungsqualität sicherzustellen. Die Einbaukolonne bestand aus sieben Mitarbeitern, einem Polier, einem externen Mischmeister für den UHFB sowie Vertretern der Baustofftechnik für die Eigenüberwachung. Darüber hinaus wurde die Ausführung durch erfahrenes Fachpersonal mit spezifischer Expertise im Bereich UHFB begleitet.

Die Herstellung und Förderung des Frisch-UHFB erfolgte mittels einer mobilen Mischanlage, eines Autokrans und mit Betonkübeln. Der eigentliche Einbau wurde mittels Rüttelbohle durchgeführt,

wodurch die geforderte Schichtdicke sowie die erforderliche Oberflächenebenheit sichergestellt werden konnten.

Die Nachbehandlung erfolgte unmittelbar nach dem Einbau durch Aufbringen eines Nachbehandlungsmittels. Aufgrund der hohen Temperaturunterschiede zwischen den kühlen Nachtstunden während der Betonage und den sommerlichen Tagestemperaturen wurde die Oberfläche zusätzlich mit Folien geschützt, um ein unkontrolliertes Austrocknen der jungen UHFB-Schicht zu vermeiden.

Insgesamt wurden rund 70 m³ UHFB mit einer mittleren Schichtdicke von etwa 110 mm eingebaut. Die Herstellung der direkt befahrenen UHFB-Schicht konnte innerhalb von lediglich drei Nachtschichten abgeschlossen werden und verdeutlicht damit das Potenzial dieser Bauweise für zeitkritische Ertüchtigungsmaßnahmen unter Verkehr [11].



Abbildung 6 Fertiggestellte UHFB-Schicht

3.6 Erkenntnisse aus der Ausführung

Im Zuge der Ausführung konnten verschiedene Erkenntnisse hinsichtlich Materialverhalten, Einbauverfahren und Qualitätssicherung gewonnen werden.

Nach der Betonage wurden vereinzelt Risse festgestellt, die auf Frühschwindverformungen beziehungsweise Sackungserscheinungen des Frischbetons zurückgeführt wurden. Die maximale Rissbreite betrug 1,1 mm bei einer Länge von bis zu 0,3 m. Nach der Kartierung und dem Verschluss der betroffenen Bereiche wurden die Risse im Zuge des späteren Grindings vollständig entfernt, sodass keine Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit der UHFB-Schicht zu erwarten sind.

Eine weitere Herausforderung stellte die Herstellung größerer Schichtdicken dar. Trotz des nahezu selbstverdichtenden Verhaltens des UHFB zeigte sich, dass in Bereichen mit größeren Schichtstärken eine zusätzliche Verdichtung sinnvoll sein kann, um Schüttlagen und lokale Inhomogenitäten zu vermeiden.

Weiterhin verdeutlichten die Ausführungsarbeiten die hohe Bedeutung einer projektspezifischen Abstimmung der Frischbetoneigenschaften. Ist die Konsistenz des UHFB nicht optimal auf die vorhandenen Randbedingungen abgestimmt, kann es insbesondere bei größeren Gefällen zu einem unerwünschten Fließen des Materials kommen.

Ferner ist für die Oberflächenebenheit eine gleichmäßige Bewegung der Rüttelbohle von wesentlicher Bedeutung. Stillstände der Rüttelbohle führen aufgrund der Umlagerung des Frischbetons zu lokalen Überhöhungen beziehungsweise Bereichen mit zu geringen Schichtdicken und können dadurch die Ebenheit sowie die Einhaltung der Sollschichtdicke beeinträchtigen.

Ebenso hat sich ein stetes Vornässen des Bestandsbetons als entscheidend erwiesen. Insbesondere bei großen Einbauflächen und erhöhten Bauteiltemperaturen ist ein stetes Vornässen erforderlich, um dem eingebauten UHFB kein Wasser zu entziehen und eine gleichmäßige Verbundwirkung sicherzustellen.

Die gewonnenen Erkenntnisse zeigen, dass die Herstellung direkt befahrener UHFB-Schichten auf bestehenden Brückenbauwerken technisch zuverlässig umsetzbar ist. Gleichzeitig verdeutlichen sie die Bedeutung einer projektspezifischen Anpassung der Materialeigenschaften und Ausführungsabläufe an die jeweiligen Randbedingungen. Insbesondere bei ausgeprägten Längs- und Quergefällen sind die Anforderungen an Material und Bauablauf bereits im Rahmen der Arbeitsvorbereitung zu berücksichtigen und durch Vorversuche zu validieren. Darüber hinaus haben die Erfahrungen gezeigt, dass auch bei nahezu selbstverdichtendem UHFB die Schichtstärke und die Konsistenzentwicklung maßgeblichen Einfluss auf die Ausführungsqualität besitzen. Diese Aspekte sollten bei zukünftigen Anwendungen direkt befahrener UHFB-Schichten bereits in der Arbeitsvorbereitung und Materialabstimmung berücksichtigt werden.

4 Zusammenfassung

Die Erhaltung bestehender Brückenbauwerke stellt vor dem Hintergrund einer alternden Verkehrsinfrastruktur sowie begrenzter Kapazitäten für Ersatzneubauten eine zentrale Herausforderung dar. Gleichzeitig steigt der Bedarf an Lösungen, die sich mit möglichst kurzen Bauzeiten und geringen Auswirkungen auf den Verkehr umsetzen lassen.

Am Beispiel der Autobahnbrücke BW 299a wurde die Ertüchtigung eines bestehenden Spannbetonüberbaus mittels einer direkt befahrenen UHFB-Schicht vorgestellt. Aufgrund der Randbedingungen des Bestandsbauwerks wurde für den Überbau ein Ertüchtigungskonzept gewählt, das Tragfähigkeitssteigerung, Abdichtung und Dauerhaftigkeitsverbesserung in einer einzigen Maßnahme vereint. Die im Rahmen der Ausführung gewonnenen Erfahrungen zeigen, dass direkt befahrene UHFB-Schichten auch unter anspruchsvollen Randbedingungen, wie hohen Längsgefällen und variierenden Schichtdicken, technisch zuverlässig hergestellt werden können. Gleichzeitig wurde deutlich, dass die gezielte Abstimmung der Materialeigenschaften, der kontinuierliche Einbau sowie eine konsequente Qualitätssicherung wesentliche Voraussetzungen für eine erfolgreiche Umsetzung darstellen. Internationale Erfahrungen unterstreichen die Reife dieser Technologie. Etablierte Bemessungsgrundlagen und zahlreiche realisierte Bauvorhaben bestätigen die Zuverlässigkeit und Leistungsfähigkeit von UHFB in der Bestandserhaltung. Wie Brühwiler hervorhebt, stellen dichte und zugverfestigende UHFB-Systeme eine wirksame Lösung für die Ertüchtigung und Verstärkung bestehender Brückenbauwerke dar und ermöglichen einen ressourceneffizienten Materialeinsatz bei gleichzeitig hoher Zukunftsfähigkeit [16].

Vergleichende Untersuchungen zeigen darüber hinaus erhebliche wirtschaftliche Vorteile gegenüber konventionellen Ersatzneubaumaßnahmen. Nach Bertola, Küpfer und Brühwiler [10] liegen die Kosten gezielter UHFB-Ertüchtigungsmaßnahmen bei etwa 2.500 CHF/m² Brückenfläche, während vergleichbare Ersatzneubauten Kosten von rund 10.000 CHF/m² erreichen können. Damit besitzt UHFB insbesondere in Kombination mit verkürzten

Bauzeiten und reduzierten Verkehrsbeeinträchtigungen ein erhebliches wirtschaftliches Potenzial [10].

Auch in Deutschland gewinnt der Einsatz von UHFB an Bedeutung. Die Zahl erfolgreich umgesetzter Pilot- und Bauprojekte steigt kontinuierlich. Mit der Veröffentlichung eines Gestaltungsleitfadens für UHFB durch die Deutsche Bahn im Jahr 2024 [17] sowie den laufenden Aktivitäten zur Schaffung weiterer technischer Regelwerke werden die Voraussetzungen für eine breitere Anwendung des Werkstoffs weiter verbessert.

Die Ertüchtigung der Autobahnbrücke BW 299a zeigt, dass sich eine direkt befahrene UHFB-Schicht auch unter anspruchsvollen Randbedingungen erfolgreich realisieren lässt. Die Maßnahme vereinte Tragfähigkeitssteigerung, Abdichtung und Dauerhaftigkeitsverbesserung in einem System bei nur geringen zusätzlichen Eigenlasten. Damit liefert die Maßnahme einen weiteren Praxisnachweis für den Einsatz von UHFB in der Bestandserhaltung bestehender Infrastruktur.

5 Literatur

- [1] Forman, P., Glock, C., Mark, P.: *Schnelles Bauen – Motivation, Historie und Konzepte*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (Sonderheft „Schneller Bauen“ S2), S. 2 – 11, 2021
- [2] Ahrens, M. A., Strauss, A., Bergmeister, K., Mark, P., Stangenberg, F.: *Lebensdauerorientierter Entwurf, Konstruktion, Nachrechnung*. In: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2013, Band 1, Ernst & Sohn, Berlin, S. 17 – 222, 2013
- [3] Mark, P., Neugebauer, P.: *Erhalt unserer Bau-substanz*. In: Bergmeister, K., Fingerloos, F. & Wörner, J.-D. (Hrsg.), Betonkalender 2015, Ernst & Sohn, Berlin, S. 1 – 24, 2015
- [4] Bundesrechnungshof: Bericht zum Brückenmodernisierungsprogramm bei den Bundesfernstraßen. Bonn, 2024. <https://www.bundesrechnungshof.de>
- [5] Stratmann, R. et al.: *Digitale Erfassung und Bewertung von Rissen*. Beton- und Stahlbetonbau 103(4), S. 252 – 261, 2008
- [6] Reddemann, T.: *Schnellbausystem „Expressbrücke“ – Systematische Entwicklung von Brückenschnellbausystemen als Antwort auf den Sanierungsstau der Verkehrsinfrastruktur*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (Sonderheft „Schneller Bauen“ S2), S. 48 – 59, 2021
- [7] Deutscher Bundestag: *Antwort der Bundesregierung auf die Kleine Anfrage zur Brückenmodernisierung*, Drucksache 20/10894. Berlin, 2024. <https://dserver.bundestag.de/btd/20/108/2010894.pdf>
- [8] Sikorski, O. et al.: *Repair of bus lanes using Ultra-High Performance Fibre Concrete (UHP-FRC) as Ultrathin Whitetopping (UTW)*. In: Proceedings of HiPerMat 2024, Kassel University Press, Kassel, S. 199 – 202, 2024
- [9] Brühwiler, E.: *Structural UHPFRC – Welcome to the post-concrete era*. In: Proceedings of the First International Interactive Symposium on UHPC, Des Moines, Iowa, USA, 2016
- [10] Bertola, N., Küpfer, C., Brühwiler, E.: *Environmental and economic benefits of UHP-FRC intervention in bridge management for the Swiss network*. Nature Communications, Vol. 17, No. 1, Article 2076, 2026 <https://doi.org/10.1038/s41467-026-69103-x>
- [11] Mayer, M. et al.: *Ertüchtigung und Abdichtung einer vorgespannten Autobahnbrücke mit UHFB*. Beton- und Stahlbetonbau, S. 1 – 12, 2026. <https://doi.org/10.1002/best.70167>
- [12] Makita, T., Brühwiler, E.: *Fatigue behaviour of bridge deck slab elements strengthened with reinforced UHPFRC*, Bridge Maintenance, Safety, Management and Life Extension: 1974 - 1980, 2012, <https://doi.org/10.1201/b12352-292>
- [13] Freytag, B. et al.: *Brückensanierung mit UHFB in Österreich*. Beton- und Stahlbetonbau 120, Sonderheft Instandsetzung und Verstärkung von Brücken mit UHFB S1, S. 79 – 89, 2025, <https://doi.org/10.1002/best.202400087>
- [14] SIA 2052: 2016: *Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung*. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2016
- [15] SN EN 12390-3. *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*, 2019
- [16] Brühwiler, E.: *Recent sustainable and innovative UHPFRC applications in Switzerland*. In: Proceedings of HiPerMat 2024, Kassel University Press, Kassel, S. 3 – 8, 2024

- [17] Kottmeier, K., Vogt, S., Großkopff, M., Falk, M.: Gestaltungsleitfaden UHFB – Zementgebundener Ultra-Hochleistungs-Faserverbundbaustoff: Planen, Bauen, Betreiben. DB InfraGO AG, München, 2024

Praxisbeispiel Brenner Basistunnel: Optimierung der rissverteilenden Bewehrung zufolge Einbeziehung von Randbedingungen

Markus Heinemann, Roland Murr
Brenner Basistunnel BBT SE, Österreich

Dirk Schlicke
Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

In den Haupttunnelröhren des Brenner Basistunnels wurde die Sohlplatte als wasserundurchlässige Innenschale WDI geplant. Die Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten stellt gegenüber den geringen äußeren Einwirkungen den maßgebenden Bemessungsfall für die Bodenplatte dar.

Unter Berücksichtigung einer realistischen Temperaturentwicklung im Bauteil, der Lagerungssituation sowie der resultierenden Bauteilverformungen konnte der Bewehrungsgehalt rechnerisch reduziert werden. Im Zuge des Planungsprozesses wurde außerdem Bauablauf, Transport und Verlegung der vorgefertigten Bewehrungskörbe betrachtet, die Erkenntnisse wurden in der weiteren Planung berücksichtigt.

Um das Bemessungskonzept vor Ort zu bestätigen wurden mehrere Sohlplatten WDI als Probelöcke mit optimierter Bewehrung betoniert und durch ein Versuchsprogramm begleitet. Dadurch konnte das Auslangen mit der optimierten Bewehrung hinsichtlich geforderter Rissbreitenbeschränkung nachgewiesen werden. Dies führt für dieses Linienbauwerk zu finanziellen Einsparungen und einer deutlichen Reduktion des CO₂ Ausstoßes.

Im gegenständlichen Beitrag werden die Randbedingungen der Sohlplatte WDI, die Herangehensweise bei der Bewehrungsoptimierung und die Begleitung der Probelöcke beschrieben.

1 Einleitung

Der Brenner Basistunnel ist ein zentrales Infrastrukturvorhaben im europäischen Nord-Süd-Schienenverkehr. Für dieses Linienbauwerk kommt im Zuge der Planung und Ausführung der Tunnelbauwerke der wirtschaftlichen, robusten und zugleich regelwerkskonformen Bemessung der Bauteile des Innenausbaus besondere Bedeutung zu. Dies gilt insbesondere für Bauteile, die in großen Stückzahlen beziehungsweise über lange Strecken mit weitgehend gleichen Randbedingungen hergestellt werden.

Im gegenständlichen Bereich wird exemplarisch eine Bauteiloptimierung unter Betrachtung der tatsächlichen Randbedingungen erläutert, die zu einer wesentlichen Einsparung von Kosten, Ressourcen und Immissionen beigetragen hat.

1.1 Allgemeine Projektübersicht

Der Brenner Basistunnel BBT besteht aus zwei eingleisigen Haupttunnelröhren in einem Abstand von 70 m, die ca. alle 333 m durch Querschläge miteinander verbunden sind, sowie einem tiefer liegenden, in der Regel in der Mitte zwischen beiden Haupttunnelröhren gelegenen Servicestollen. Zum Tunnelsystem gehören auch die vier Verbindungstunnel im Norden und Süden zur Verknüpfung mit den Bestandsstrecken. Zudem wird die 1994 fertiggestellte zweigleisige Umfahrung Innsbruck (Innaltunnel) durch bauliche Maßnahmen sicherheitstechnisch nachgerüstet und in das Tunnelsystem integriert, wodurch sich eine gesamte Tunnellänge zwischen den Portalen in Tulfes (Österreich) und Franzensfeste (Italien) von ca. 64 km ergibt.

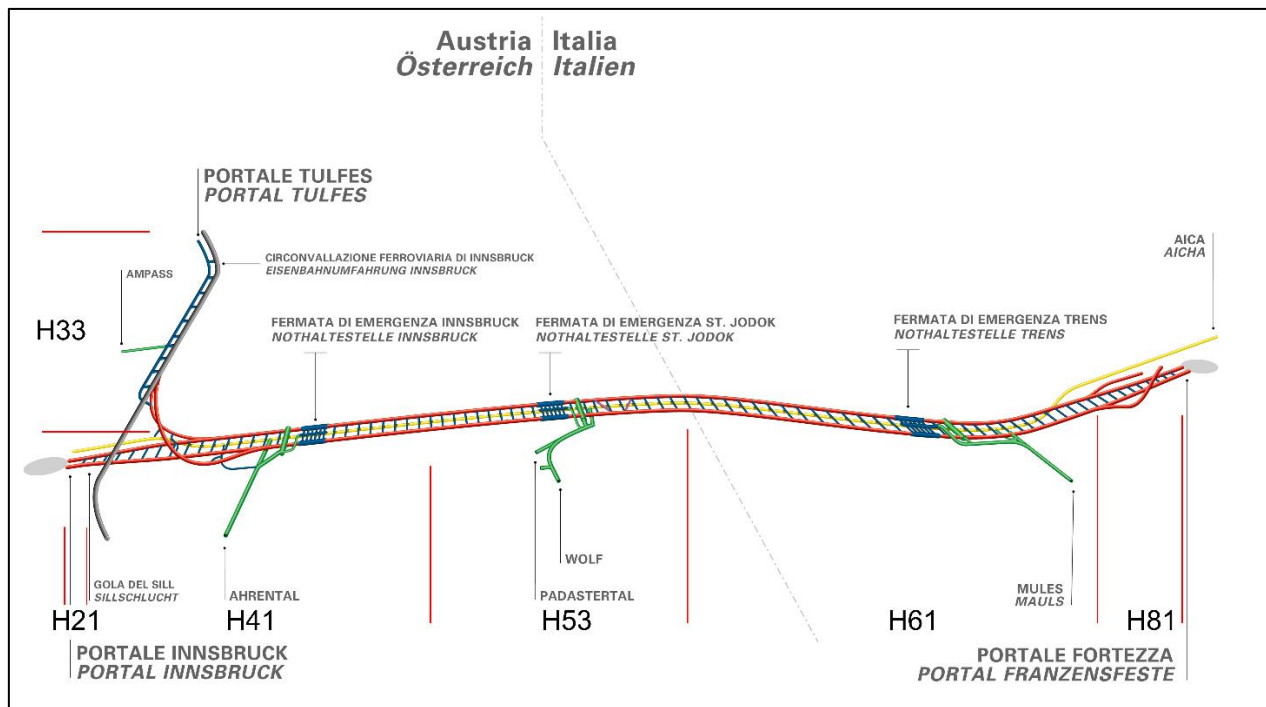


Abbildung 1 Übersicht Brennerbasistunnel BBT, mit Hauptbaulosen

Die Rohbauarbeiten des Brenner Basistunnels gliedern sich in verschiedene Vor-, Erkundungs- und Hauptbaulose, die länderspezifisch in Österreich und Italien ausgeführt werden.

1.2 Aktuelle Arbeiten: Vortrieb und Ausbau der Haupttunnelröhren

Auf österreichischer Seite des Brenner Basistunnels laufen derzeit Arbeiten sowohl für den Vortrieb als auch für den Innenausbau der Haupttunnelröhren. Im Baulos H41 Sillschlucht – Pfnos stehen die Innenausbauarbeiten im Vordergrund, während im Baulos H53 Pfnos – Brenner/Staatsgrenze Vortriebs- und Innenausbauarbeiten stattfinden.

Die Haupttunnelröhren des Brenner Basistunnels werden in Abhängigkeit von den geologischen, bautechnischen und logistischen Randbedingungen sowohl maschinell (Kontinuierlicher Vortrieb – KV) als auch nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise NATM (zyklischer Vortrieb – ZV) hergestellt. Aus den jeweils eingesetzten Vortriebsverfahren ergeben sich entsprechende Regelquerschnitte.

Der Tunnel wird als druckwasserentlasteter Tunnel mit Regenschirmabdichtung ausgeführt.

Die zyklisch aufgefahrenen Strecken erhalten zusätzlich zur Spritzbetonaußenschale eine dauerhafte

Ortbetoninnenschale bestehend aus Sohlplatte und Gewölbe, siehe Abbildung 2.

Die kontinuierlich aufgefahrenen Strecken werden üblicherweise mit einschaligem Ausbau errichtet und erhalten neben der Sohlplatte nur in definierten Bereichen zusätzlich eine Gewölbeschale, siehe Abbildung 3.

Die Abschnittslängen sind:

Baulos H41:	Gesamtlänge ca. 14 km und
Baulos H53:	Gesamtlänge ca. 15 km.

1.3 Aktuelle Projektoptimierungen

Bei Linienbauwerken mit hohem Wiederholungsfaktor besteht ein besonders großes Potenzial für technische und wirtschaftliche Optimierungen. Dies trifft auf den Brenner Basistunnel in besonderem Maß zu, Optimierungsmaßnahmen können sich bei einem Tunnelbauwerk dieser Größenordnung in relevanten Einsparungen von Material, Kosten und Emissionen niederschlagen.

Im Projekt wurden verschiedene Optimierungsmöglichkeiten untersucht, die im Wesentlichen auf Einsparungen bei der Bewehrung hinauslaufen. Diese umfassen:

- Untersuchungen zur zulässigen Überschreitung der tatsächlichen Innenschalenstärke gegenüber der plangemäßen um mehr als das nach

BBT Regelplanung und ÖBV Richtlinie „Tunnelabdichtung“ [1] zulässige Maße ohne weitere Zusatzmaßnahmen,

- Verwendung von stahlfaserbewehrtem Ort beton in untergeordneten Tunnelbauwerken bzw. Nebenbauwerken,
- Optimierung der Tunnel in offener Bauweise im Abschnitt H21 Sillschlucht unter Betrachtung der Wärmeentwicklung im Beton, siehe gesonderte Veröffentlichung, 6. Grazer Betonkolloquiums 2024 [2],
- Reduktion der Längsbewehrung über der horizontalen Arbeitsfuge in Tunnelinnenschalen, abweichend von RVS 09.01.42 [3] und ÖBV Richtlinie „Innenschalenbeton“ [4],
- Optimierung der Bewehrung für Sohlplatten der Haupttunnel, abweichend von RVS 09.01.42 [3] und ÖBV Richtlinie „Innenschalenbeton“ [4],
- Verwendung eines variablen Schalwagens in Kombination mit Achsanpassungen in untergeordneten Tunnelbauwerken bzw. Nebenbauwerk zur Reduktion des Betons und Bewehrungsstahls bei Überprofil.

In der vorliegenden Veröffentlichung wird auf die optimierte Bewehrung für Sohlplatten WDI in den beiden Haupttunneln und die damit verbundenen Optimierungsschritte sowie die berücksichtigten Randbedingungen eingegangen.

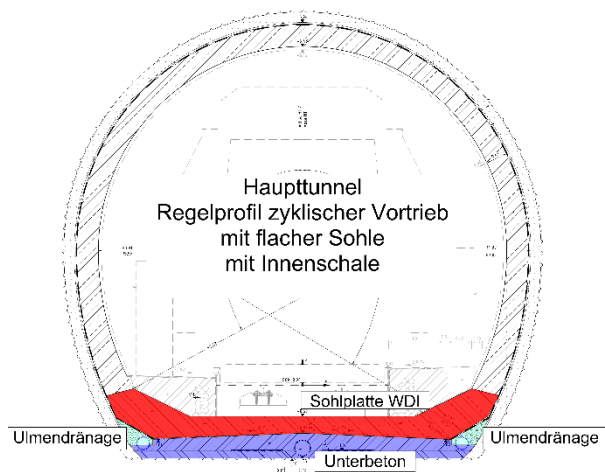


Abbildung 2 Haupttunnel, Regelprofil zyklischer Vortrieb HT-FS

2 Schritte zur Optimierung der Sohlplatte WDI

Die Optimierung der Sohlplattenbewehrung erfolgte in einem strukturierten Vorgehen. Ausgangspunkt war die Erfassung der konstruktiven, statischen und gebrauchstauglichkeitsrelevanten Randbedingungen der Sohlplatte.

Darauf aufbauend wurde untersucht, inwieweit die sich aus dem Regelwerk ergebenden konservativen Ansätze durch eine realitätsnähere Betrachtung ergänzt werden können, ohne die Konformität mit den maßgebenden Normen und Richtlinien zu verlassen.

2.1 Anforderungen Sohlplatte

2.1.1 Bauteilbeschreibung, Geometrie

In den Haupttunneln wird die Sohlplatte als wasserundurchlässige Konstruktion nach ÖBV Richtlinie [3] errichtet. Diese „Sohlplatte WDI“ übernimmt – als Teil der Innenschale – im Bereich des zweischaligen Ausbaus die Lasten aus dem Gewölbe und erfüllt gleichzeitig eine abdichtende Funktion gegenüber im Fahrraum auftretenden Störfallwässern.

Sie muss daher neben Tragfähigkeitsanforderungen zusätzlich erhöhte Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit, v.a. hinsichtlich Begrenzung der Rissbreiten erfüllen.

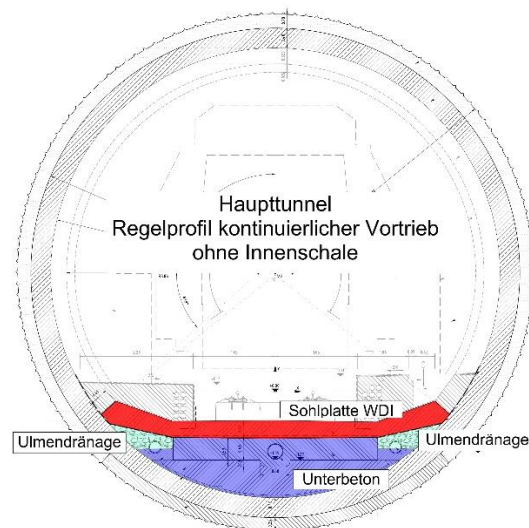


Abbildung 3 Haupttunnel, Regelprofil kontinuierlicher Vortrieb HT-KV

Die verschiedenen Geometrien der Sohlplatte unterscheiden sich geringfügig zwischen den einzelnen Regelprofilen. Bauteildicken variieren zwischen

0,32 m mittig und ca. 0,67 m am Rand (Querschnitt HT-FS, HT-SG der zyklischen Vortriebe, vgl. exemplarisch Abbildung 2) und zwischen 0,32 m mittig und ca. 0,4 m am Rand (Querschnitt HT-KV der kontinuierlichen Vortriebe).

Die Blocklängen wurden im Regelfall auf 12,5 m begrenzt. Sonder- und Passblöcke werden mit kürzeren Längen ausgeführt.

Es kommen Betone der Festigkeitsklasse C25/30 und C30/37 mit unterschiedlichen Expositionsklassen zur Anwendung.

Die optimierte Sohllänge wird auf den folgenden Strecken in den beiden Baulosen eingebaut:

Baulos H41: HT Ost	ca. 10,5 km und
HT West	ca. 10,6 km,
Baulos H53: HT Ost	ca. 10,2 km und
HT West	ca. 15 km,
Gesamtlänge	46,2 km.

2.1.2 Bauteilbemessung

Die Bemessung Bauteile erfolgt entsprechend ÖBV Richtlinie „Innenschalenbeton“ [4] und RVS 09.01.42 [3] unter Berücksichtigung von äußeren Einwirkungen, (Felsdruck, Temperatur, Nutz- und Verkehrslasten) in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS). Aus der WDI Anforderung resultiert die strenge Begrenzung der Rissbreite $w_k \leq 0,2$ mm. Hinsichtlich Mindestbewehrung werden berücksichtigt:

- die Robustheitsbewehrung zur Sicherstellung des duktilen Bauteilverhaltens und
- die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung infolge frühen Zwangs, hier: Nachweis des zentrischen Zwangs infolge abfließender Hydratationswärme gemäß RVS 09.01.42 [3].

In Tunnellängsrichtung, d.h. quer zur Haupttragrichtung, ist in Regelbereichen generell die Mindestbewehrung relevant.

Im Zuge der statischen Berechnungen wurde erkannt, dass die Bemessung auf äußere Lasten für die Sohlplatte WDI auch in Haupttragrichtung (quer zur Tunnelachse) nicht maßgebend ist.

Es zeigte sich, dass eine Bemessung gemäß einem rein regelwerksbasierten Ansatz mit zentrischem Zwang zu sehr hohen Bewehrungsgehalten in Längs- und Querrichtung führt.

2.2 Möglichkeiten zur Optimierung

Die Absicht hinter den weiteren Betrachtungen war es, die bestmögliche Bewehrungsreduktion, im idealen Fall bis auf die Robustheitsbewehrung, zu erreichen.

Der alternative Ansatz, die Bewehrung über Herstellen sogenannter „günstige(r) Voraussetzungen“ (RVS 09.01.42 [3], 6.1.3.2) zu reduzieren, wurde wegen zusätzlicher Aufwände und notwendiger Änderungen im Baubetrieb für die Herstellung der Gleitlagen verworfen.

Es wurde vielmehr als wesentliche Randbedingung festgelegt, dass weiterhin ein normkonformer Bemessungsansatz Anwendung finden soll.

Wie in den folgenden Kapiteln erläutert wird, wurde aufgrund der Lagerungsbedingungen und der wesentlichen Temperaturverteilungen im Bauteil der Biegezwang als maßgebende Bemessungssituation anstelle des zentrischen Zwangs erkannt. Damit konnte die Sohlplatte WDI mit den bereits bekannten Formeln nach ÖNORM EN/B 19921-1 [5] mit an die Randbedingungen angepassten Beiwerten bemessen werden.

$$A_{s,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} k \cdot k_c \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s(w_k)} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}}{\sigma_s(w_k)} \\ k \cdot \frac{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}}{f_{yk}} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (1)$$

3 Ablauf und Ergebnis der Optimierung der Sohlplatte WDI

Die eigentliche Optimierung erfolgte in mehreren ineinandergreifenden Schritten.

Im ersten Schritt wurden Konzepte Vorgaben für die Bewehrungsverteilung im Bauwerk [6], [7] auf Grundlage von Bauteilberechnungen unter Berücksichtigung der im Folgenden erläuterten Aspekte erstellt.

Unter Berücksichtigung baubetrieblicher Aspekte wurde diese Bewehrung adaptiert und vorgezogen in Probelblöcken eingebaut. Die im Zuge der Probelblöcke gemachten Beobachtungen flossen wiederum in die Bewehrungsplanung ein.

3.1 Vorgehen bei der rechnerischen Optimierung

Die Eingangsparameter für die rechnerischen Betrachtungen mit Formel (1) werden, wie im Folgenden beschrieben, anhand der vorliegenden Randbedingungen festgelegt.

Bauteilgeometrie: aus der Bauteilgeometrie wird die Betonzugzone A_{ct} bzw. die bauteildickenabhängige effektive Zugfläche $A_{ct,eff}$ ermittelt.

Behinderungsgrad: während der Mittenbereich der Sohlplatte WDI auf dem Füllbeton aufliegt und dadurch maximale Behinderung aufweist, liegen die Randbereiche nahezu unbehindert auf den Ulmen-dränagen auf, siehe [6], [7].

Zwangsbeanspruchung: die Sohlplatte WDI erfährt infolge Temperatur, unterschiedlicher thermische Randbedingungen an Bauteilober- und -unterseite und infolge der Bauteilbehinderung durch den steifen Unterbeton eine aufgezwungene Krümmung, die den Biegezwang anstelle des zentrischen Zwangs als Randbedingung rechtfertigt. Damit wird der Beiwert $k_c = 0,4$ für die weiteren Betrachtungen festgelegt (zum Vergleich: zentr. Zwang, $k_c = 1,0$).

Betontechnologie: die effektive Betonzugspannung als Eingangsparameter wurde mit $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ohne Abminderungen festgelegt, da lt. [6], [7] die reduzierte Zugfestigkeit und das tatsächliche Bauteilverhalten zum Risszeitpunkt oftmals nicht zusammenstimmen.

Beiwert k : der Beiwert wird in [6], [7] projektspezifisch unter Berücksichtigung des Bauteils und der zulässigen Rissbreite festgelegt.

Die ermittelte rechnerische Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten infolge Zwangs wurde in der weiteren Planung als Grundlage angesetzt. Da sie teilweise sogar unter der Robustheitsbewehrung liegt, ist damit größtenteils diese maßgeblich.

Zusätzlich wurden in [6], [7] Betrachtungen auf Basis der Verformungskompatibilität als Vergleichsberechnungen und zur Plausibilisierung der vorliegenden Ergebnisse angestellt. Hierbei wurde die Risssteuerung durch die horizontale Behinderung aus dem Unterbau angesetzt. Es wurde festgestellt, dass für die zulässigen Rissbreiten bei den zu erwartenden Zwangseinwirkungen keine Bewehrung für eine Risseverteilung notwendig wäre.

3.2 Betrachtung des Bauablaufs

Diese Optimierung erfolgte zu einem späteren Zeitpunkt im Projekt, weswegen auch baubetriebliche Aspekte in Zusammenarbeit mit den ausführenden Firmen betrachtet wurden.

Durch einen hohen Vorfertigungsgrad der Bewehrung und industrielle Methoden zur Bewehrungsverlegung lässt sich in einzelnen Tunnelabschnitten eine hohe Verlege- und Betonierleistung von bis zu vier Sohlplatten WDI – bei einer Regelblocklänge von 12,5 Metern – je Tag erzielen.



Abbildung 4 Vorgefertigte Bewehrungskörbe am Lagerplatz obertage

Die Bewehrung wird großteils in Form geschweißter Körbe (5 Bewehrungselemente je Regelblock) außerhalb des Tunnels vorgefertigt, zum Einbauort transportiert (siehe Abbildung 4) und hier mit gängigen Hebegevätern versetzt. Die obere Bewehrungslage wird vor Ort mittels Listennatten ergänzt.

In einem Baulos kommt abschnittsweise ein Portalcrane auf dem Sohlschalwagen zum Einsatz, siehe Abbildung 5

Aus baubetrieblichen Gründen wurde entschieden, die obere Bewehrungslage mit einem leicht erhöhten Bewehrungsgehalt auszuführen und damit eine höhere Lagestabilität des Bewehrungskorbs für die weiteren Arbeiten zu erreichen.

Von Bedeutung ist in diesem Fall auch die Einhaltung der laut Bewehrungsatlas [8] empfohlenen Verlegeabstände der Bewehrungsabstandhalter zwischen oberer und unterer Lage.

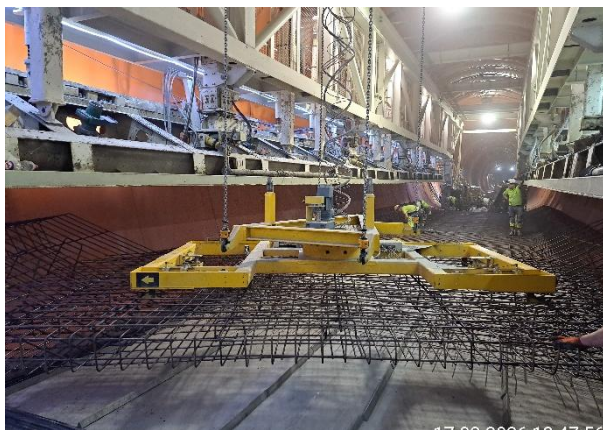


Abbildung 5 Verlegung der vorgefertigten Bewehrungselemente am Einbauort

3.3 Erreichte Einsparungen durch die Optimierung

Durch die angeführten Überlegungen konnte der anfängliche Bewehrungsgehalt von ca. 145 bis 195 kg/m³ in Abhängigkeit vom Regelprofil deutlich reduziert werden. Eine rein rechnerische Betrachtung erreichte eine theoretische Reduktion auf ca. 45 bis 65 kg/m³. Nach Abschluss der Probelöcke und unter Berücksichtigung der Baumethoden konnte immerhin eine Reduktion auf ca. 70 bis 85 kg/m³ erreicht werden, die auch so in die aktuelle Planung eingeflossen ist.

Neben der Kostenreduktion wird auch der emissionsbezogene Einspareffekt betrachtet, der hier als Mittelwert für herkömmlichen Bewehrungsstahl mit 500 kg CO₂ je Tonne Material angesetzt wird.

Tabelle 1 Einsparungspotential Bewehrungsstahl, CO₂ je Regelblock

	Regelblock HT-KV L = 12,5 m	Regelblock HT-FS/SG L = 12,5 m
Betonkubatur	19,53 m ³	31,40 m ³
Bewehrungsreduktion (rechnerisch)	2,54 to.	3,14 to.
Bewehrungsreduktion (tatsächlich)	2,11 to.	2,36 to.
Reduktion Immissionen (tatsächlich)	1.055 kg CO ₂	1.180 kg CO ₂

Die gesamte Optimierung wird aktuell mit ca. 8.100 Tonnen Bewehrungsstahl und damit korrespondierend ca. 4.050 Tonnen CO₂ für die beiden Baulose H41 und H53 zusammen abgeschätzt.

Im gegenständlichen Fall kann man hinsichtlich Transportaufwänden und hinsichtlich Montageergonomie für das Verlegepersonal („soziale Nachhaltigkeit“) von einer nachhaltigen Lösung sprechen. Dies wird vor allem aufgrund des hohen Vorfertigungsgrades nach Vorschlag AN und der vom AN gewählten Baumethoden erreicht.

Bei Begehungen wurde vor Ort festgestellt, dass die Sohlplatte WDI rissefrei hergestellt wurde. Damit ist in jeder Hinsicht der Erfolg der Optimierungsmaßnahme belegt.

4 Validierung des Bemessungsansatzes anhand von Probelöcken und Ableitung von Herstellungsempfehlungen

4.1 Allgemeines

Um das Bemessungskonzept zu validieren, wurden umfangreiche Materialuntersuchungen sowie insgesamt 4 Sohlplatten WDI als Probelöcke abseits der Haupttunnelröhren hergestellt und durch zusätzliche Untersuchungen überwacht.

Neben einer sorgfältigen Festlegung der rissverteilenden Bewehrung schreibt die ÖBV-Richtlinie „Innenschalenbeton“ [4] für Innenschalen mit WDI-Anforderung außerdem die Verwendung von C3A-freien Zementen vor. Weiters werden in der Richtlinie Empfehlungen für die Betonzusammensetzung und Vorschriften zu maximaler Frischbetontemperatur und maximalen Betontemperaturanstieg im Zuge des Hydratationsprozesses angegeben. In diesem Zusammenhang sollte erwähnt werden, dass das genannte Regelwerk mit Erscheinungsdatum 2012 auf langjährige, gute Erfahrungen aufbaut, jedoch den Grenzwerten der Temperaturentwicklung keine analytischen Bewertungen unter projektspezifischen Bedingungen zugrunde legt und legen kann. Die durchgeführten Untersuchungen bieten somit auch eine Datenbasis zur Ableitung von Herstellungsempfehlungen hinsichtlich der Notwendigkeit von thermisch wirksamer Nachbehandlung. Die Erkenntnisse sind, wie schon beschrieben, in die Planung eingeflossen.

Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen beschrieben.

4.2 Temperaturentwicklung infolge Hydratationswärme und Zwangsspannungen

Die in dem Projekt angeführten Überlegungen zur Bewehrungsoptimierung können nur mit Kenntnis der Temperatur- und Festigkeitsentwicklung des real eingesetzten Betons unter Einbeziehung der Umgebungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit) und in Übereinstimmung mit einer laufenden Betonüberwachung zielgerichtet umgesetzt werden. Anhand der erfassten Daten wurden die im Artikel angeführten Bemessungsannahmen bestätigt und weitere Berechnungen zur Art und Intensität der zu erwartenden Rissgefahr über den gesamten kritischen Abbindeprozess angestellt. Dabei gilt, je vollständiger die vorbereitende Datenerfassung ausfällt, desto genauer kann eine Rissesicherheitsprognose erstellt werden.

Als für die Beurteilung der Rissgefahr wesentlichen Betonparameter sind die adiabate Wärmeentwicklung des Bindemittels, die Entwicklung der Druck- und Spaltzugfestigkeit, sowie die Entwicklung des E-Moduls zu nennen. Bei der Entwicklung der Festigkeitseigenschaften wird der Altersabschnitt von einem Tag bis zum Alter von 56 Tagen herangezogen, wobei innerhalb der ersten Woche verdichtet Prüfwerte ermittelt werden.

Für eine Bestätigung der Laborversuchsergebnisse ist in der Umsetzung zumindest zu Beginn ein verdichtetes Überwachungskonzept empfohlen. Im Anwendungsfall wurden die ersten zwei Sohlblöcke vertieft versuchstechnisch begleitet, in weiterer Folge erfolgt eine Standardüberprüfung des Betons auf Grund des intensiven Baufortschritts zweimal pro Woche.

Tabelle 2 Messergebnisse

Parameter	Einheit	441	440
Betontemp.	°C	24	23
Lufttemp.	°C	26	26
Druckfestigkeit 7d	MPa	31,9	33,9
Druckfestigkeit 56d	MPa	52,0	55,2
Spaltzugfestigkeit 28d	MPa	3,9	-
Spaltzugfestigkeit 56d	MPa	4,4	4,1
E-Modul 28d	MPa	26.300	-
E-Modul 56d	MPa	30.300	28.700

In diesem Zusammenhang sei besonders auf die projektspezifischen besonderen Einbaubedingun-

gen hingewiesen, die hinsichtlich sowohl der Einbautemperatur als auch der maximalen Betonbauteiltemperatur einen Sonderstatus verleihen.

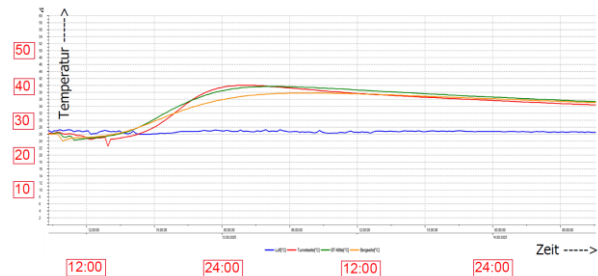


Abbildung 6 Temperaturmessung am Bauteil: $T_{\max} = 39,7^{\circ}\text{C}$ nach ca. 19 Stunden, Temperaturanstieg 17°C

Die vor Ort ermittelten Lufttemperaturen betrugen unabhängig von Tageszeitschwankungen sehr gleichbleibende 26 bis 28°C (siehe Abbildung 6). Dementsprechend können die auftretenden Zwangsspannungen infolge Temperaturdifferenzen zuverlässig im Voraus berechnet werden.

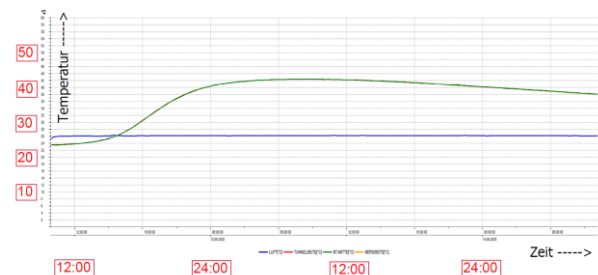


Abbildung 7 Temperaturmessung am thermoisolierten Probewürfel: $T_{\max} = 42,4^{\circ}\text{C}$ nach ca. 20 Stunden, Temperaturanstieg 18°C

Um eine Bewertungsmöglichkeit der Bindemittelkombination zu schaffen, wurden parallel zur Bauteiltemperaturmessung auch Messungen der Temperaturentwicklung an einem mit 10 cm XPS-G Polystyrol Hartschaum gedämmten Probewürfel mit den Abmessungen 20 x 20 x 20 cm durchgeführt (siehe Abbildung 7)

Unbeeinflusst von der gleichmäßigen Umgebungstemperatur kommt der Thematik Nachbehandlung des Betonbauteils eine sehr wesentliche Bedeutung zu. Dabei ist in diesem speziellen Fall das Verhindern von Feuchtigkeitsverlust des jungen Betons von primärer Bedeutung. Bautechnisch wird das durch Aufbringen eines Verdunstungsschutzes und dem Auflegen einer Kunststoffolie gewährleistet.

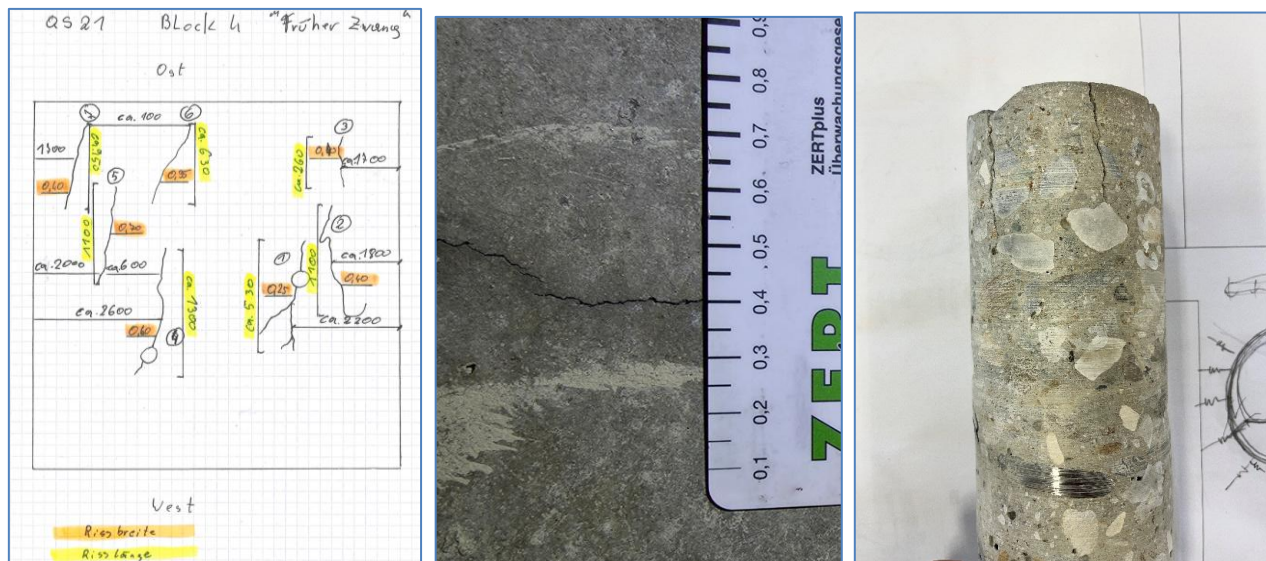


Abbildung 8 Rissaufnahme vor Ort, Rissbreitenbestimmung, Bohrkernfoto

Da im Anwendungsfall weder die Bauteildicke massiv ist, noch die Umgebungsbedingungen stark schwanken, konnte auf eine thermische Nachbehandlung verzichtet werden.

4.3 Rissaufnahme und Bohrkernuntersuchungen, Betoneinbau

Nach der Herstellung wurden an zwei von vier Probeblöcken über einen Teil der Fläche ungerichtete Risse festgestellt. Diese wurden hinsichtlich Lage und Rissbreite kartiert, siehe Abbildung 8. Teilweise überschreiten die vorhandenen Rissbreiten an der Oberfläche das bauvertraglich geforderte Maß $w_{\text{vorh}} > w_{\text{k,zul}} = 0,2 \text{ mm}$. Zur Ursachenfindung und Abklärung, ob diese unzulässigen Rissbreiten im Zusammenhang mit der optimierten Bewehrung stehen, wurden an mehreren Rissen jeweils im Bereich der maximalen Rissbreite Bohrkerns gezogen.

Bei der Begutachtung wurde festgestellt, dass die Risstiefe durchgehend nur wenige Zentimeter beträgt und nicht einmal bis zur oberen Bewehrungslage reicht. Das bedeutet, dass die unzulässigen Rissbreiten nicht in der Bewehrungsoptimierung begründet sind und damit auch ein höherer Bewehrungsgehalt keinen positiven Einfluss auf die Rissesteuerung gehabt hätte.

Die Ursachen wurden in lokal zu hoher Betonüberdeckung der oberen Bewehrungslagen in Kombination mit Entmischung der obersten Betonschicht festgestellt: seitens Betoneinbau wurde bei einer weichen Konsistenz in der letzten Einbaulage zu intensiv verdichtet, so dass ein Absetzen der groben

Gesteinskörnung und somit eine Entmischung der obersten Betonschicht erfolgte, wie auch in den Bohrkernen erkennbar.

Als Gegenmaßnahme erfolgte zum einen die schon beschriebene Verstärkung der oberen Bewehrungslage, siehe auch 3.2. Zum anderen wurden Einbau und Rütteltechnik optimiert, so dass keine weiteren Entmischungserscheinungen aufgetreten sind.

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Artikel werden die Überlegungen zur Bewehrungsoptimierung der sogenannten Sohlplatte WDI im Haupttunnel des Brenner Basistunnels beschrieben.

Durch Berücksichtigung der tatsächlichen Randbedingungen konnte von einem pauschalen Bemessungsansatz zu einer maßgeschneiderten Lösung für die vorliegende Bauteilsituation übergegangen werden.

Die entwickelte Lösung wurde unter Berücksichtigung der baubetrieblichen Randbedingungen, der Betonrezeptur, der Hydratationswärmeentwicklung sowie eines messtechnisch begleiteten Versuchskonzepts anhand von vorab hergestellten Probeblöcken validiert. Die Erkenntnisse sind iterativ in die Planung eingeflossen.

Letztendlich konnte der erforderliche Bewehrungsgrad bei gleichbleibender Sicherheit im Rahmen des Regelwerks erfolgreich reduziert werden. Es ergaben sich signifikante Einsparungen bei Materialeinsatz, Kosten und CO₂-Emissionen.

6 Literatur

- [1] ÖBV-Richtlinie „*Tunnelabdichtung*“, 2012
- [2] Cordes, T., Murr, R., Schlicke, D.: *Optimierung der Bauwerksqualität durch Rissvermeidung mit Bauteiltemperaturen >45°C am Beispiel des Brenner Basistunnels*, 6. Grazer Betonkolloquium, 2024
- [3] RVS 09.01.42 „*Geschlossene Bauweise im Lockergestein unter Bebauung*“, 2013
- [4] ÖBV-Richtlinie „*Innenschalenbeton*“, 2012
- [5] ÖNORM EN/B 1992-1-1 *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten*, 2015
- [6] Schlicke, D.: *Brenner Basistunnel, Technologieberatung Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs, WDI-Sohle BBT H41*, unveröffentlicht, 2025
- [7] Schlicke, D.: *Brenner Basistunnel, Technologieberatung Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs, WDI-Sohle BBT H53*, unveröffentlicht, 2025
- [8] Fritsche, G., Blasy, R.: *Bewehrungsatlas*, Frisch/Blasy Eigenverlag, St. Margarethen/Lungau, 2014

Sekundärrohstoffe als Ressource für innovative mineralische Bindemittel

Florian Steindl, Sarah Steiner, Joachim Juhart

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich

Florian Mittermayr

Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften, Arbeitsbereich Materialtechnologie, Universität Innsbruck, Österreich

KURZFASSUNG:

Im Zuge der Dekarbonisierung der Zement- und Betonindustrie gewinnen Klinkerersatzstoffe und alternative Bindemittel zunehmend an Bedeutung, da etablierte Zuschlag- und Zusatzstoffe (supplementary cementitious materials) wie Hüttensand und Flugasche künftig nur eingeschränkt verfügbar sind. Der Beitrag zeigt, wie bisher ungenutzte primäre und sekundäre mineralische Rohstoffe – darunter kalzinierte Tone, Siderit, sideritreicher Minenabraum, metallurgische Schlacken, Baurestmassen, Mineralfasern und biogene Reststoffe – durch gezielte thermische, mechanische oder thermochemische Aufbereitung zu reaktiven Bindemittelkomponenten inwertgesetzt werden können. Aufgezeigt wird das Potential für Portlandzement-basierte Systeme und alkalisch aktivierte Materialien. Die präsentierten Ansätze ermöglichen CO₂-Reduktion, Ressourcenschonung, regionale Stoffkreisläufe, Wertstoffrückgewinnung und verbesserte Dauerhaftigkeit durch die Aufbereitung und Nutzung neuer innovativer Bindemittel.

1 Einleitung

Im Zuge der Dekarbonisierung der Zement- und Betonproduktion steigt die Nachfrage nach geeigneten Klinkerersatzstoffen kontinuierlich an. Als reaktive Stoffe werden hierfür traditionell Hüttensand (granulierte Hochofenschlacke) und Flugasche als supplementary cementitious materials (SCMs) eingesetzt, die sowohl die CO₂-Bilanz als auch die Dauerhaftigkeit von Beton verbessern können. Allerdings verknappen diese Materialien zunehmend: So führte etwa der Ausstieg aus der Kohleverstromung zu einer sinkenden Verfügbarkeit von Flugasche, während die Transformation der Stahlindustrie hin zu klimafreundlicheren Produktionsprozessen die Mengen an verfügbarem Hüttensand deutlich reduziert [1]. Gleichzeitig steigt seitens der Zementindustrie die Nachfrage nach geeigneten, CO₂-ärmeren Zementersatzstoffen, weshalb der dringende Bedarf nach alternativen Bindemittelkomponenten besteht.

Die im vorliegenden Beitrag dargestellten jüngsten Ergebnisse von Forschungsprojekten zeigen,

welche bisher ungenutzten mineralischen (Sekundär-) Rohstoffe durch eine gezielte Aufbereitung zu reaktiven Bindemittelkomponenten aufgewertet werden können. Zu vielversprechenden Alternativen (siehe auch Abbildung 1) zu traditionellen SCMs gelten insbesondere:

- Kalzinierte Tone, auch in Form von Reststoffen wie Bodenaushub
- eisenkarbonathaltige Materialien wie Siderit (FeCO₃) und der zugehörige Minenabraum
- Stahlwerksschlacken (z. B. aus LD-Konvertern oder Elektrolichtbogenöfen)
- Baurestmassen wie z.B. künstliche Mineralfasern (KMF), Ziegelbruch oder Betonbruch
- Verbrennungsrückstände wie z.B. Klärschlammmasche
- Abfallgläser, Keramiken, Feuerfeststoffe



Abbildung 1 Links oben: Drehrohrofen zur Tonkalzinierung (geöffnet zur Revision); Rechts oben: Abbau von Eisenkarbonaten am Steirischen Erzberg; Links unten: Mineralwolle aus dem Rückbau & der Sanierung eines Gebäudes; Rechts unten: Sammlung und Sortierung von Feuerfest-Reststoffen.

Die Einbindung solcher inwertgesetzten Materialien als Baustoffkomponenten (insbesondere als reaktives Bindemittel) kann im Wesentlichen über folgende zwei Wege realisiert werden:

1. Portlandzement-basierte Systeme: Aufbereitete Reststoffe werden als Klinkerersatzstoffe in Portlandkompositzementen eingesetzt. Entscheidend ist eine hohe hydraulische oder puzzolanische Reaktivität, die durch und eine günstige Zusammensetzung erreicht wird (z. B. hohe Anteile an amorpher Phase, sowie hohe Gehalte an CaO , SiO_2 , Al_2O_3)
2. Alkalisch aktivierte Materialien (AAMs): AAMs wie u.a. „Geopolymere“ werden durch Reaktion aluminosilikatreicher Ausgangsstoffe mit alkalischen Aktivatoren hergestellt. Sie ermöglichen den Einsatz

hoher Reststoffanteile (bis zu 100 %) und eignen sich aufgrund ihrer teils herausragenden Beständigkeit auch für chemisch aggressive Umgebungen.

Beide Ansätze bieten erhebliches Potenzial für eine nachhaltigere Baustoffproduktion, erfordern jedoch angepasste Aufbereitungsverfahren sowie geeignete normative Rahmenbedingungen.

Im vorliegenden Beitrag werden materialwissenschaftlich-technische Aspekte besprochen, während die rechtlichen Aspekte von „Abfall“, „Nebenprodukt“ und „Abfallende“ nach Abfallwirtschaftsgesetz (AWG 2002) nicht thematisiert werden. Die folgenden Kapitel geben einen beispielhaften Überblick über Aufbereitungsverfahren, Einsatzmöglichkeiten und Wirkungsweise einiger neuer primärer sowie sekundärer Rohstoffquellen für nachhaltige, kreislaufwirtschaftliche Baustoffmaterialien.

2 Eisenkarbonate als neu erschlossene primäre Baustoff-Rohstoffquellen

Ein vielversprechender Ansatz der aktuellen Forschung betrifft eisenkarbonathaltige Materialien, insbesondere Siderit. Siderit ist ein natürliches Eisenkarbonat und kommt unter anderem am steirischen Erzberg in großen Mengen vor. Während fein gemahlene Karbonate im Beton häufig als Füllstoffe betrachtet werden, zeigen aktuelle Untersuchungen, dass Siderit deutlich mehr leisten kann. Er benötigt keine thermische Aktivierung und könnte daher als regional verfügbarer, energiearmer Zusatzstoff eingesetzt werden. In zementgebundenen Systemen zeigt Siderit ein ungewöhnliches Reaktionsverhalten. Frisch gemahlener Siderit kann die frühe Hydratation zunächst deutlich verzögern, vermutlich durch die Bildung eisenhaltiger Hydroxidphasen, die temporär hydrationshemmend wirken. Dieser Effekt nimmt jedoch mit zunehmendem Alter ab. Nach längerer Hydrationsdauer erreichen siderithaltige Systeme Festigkeiten, die jene von inerten Füllstoffen übertreffen können. Gleichzeitig wird Portlandit verbraucht und es entstehen hydratisierte eisenhaltige Phasen. Dieser neu beschriebene Reaktionsmechanismus wird als „ferrolanische“ Reaktion diskutiert. Besonders relevant sind die beobachteten Dauerhaftigkeitseffekte. In Spritzbetonversuchen mit sideritreichem Material vom Erzberg wurden sehr niedrige Calcium-Auslaugungswerte gemessen. Während für moderne auslaugungsarme Spritzbetone – i.e. Spritzbetone mit reduziertem Versinterungspotential (RV) – typische Werte etwa bei 0,7 kg Ca pro Tonne Spritzbeton liegen, wurden in den untersuchten Mischungen Werte von höchstens 0,3 kg Ca pro Tonne erreicht. Zusätzlich zeigen Mörtel mit Siderit bzw. sideritreichem Minenabraum eine deutlich verbesserte Sulfatbeständigkeit, teils besser als etablierte Referenzsysteme wie CEM I SR0 oder CEM III/B. Damit eröffnet Siderit mehrere Perspektiven zugleich: Als fein gemahlene Bindemittelkomponente kann er zur Entwicklung neuer Zementersatzstoffe beitragen; in gröberen Fraktionen kann sideritreicher Minenabraum als Gesteinskörnung genutzt werden. Am Erzberg fallen große Mengen solcher Materialien an, darunter neben dem abgebauten Sideriterz auch erhebliche Mengen an Minenabraum

mit relevanten Eisenkarbonatgehalten. Die Nutzung dieser Stoffströme kann regionale Rohstoffkreisläufe stärken, Deponiemengen reduzieren und gleichzeitig den Einsatz leistungsfähiger, dauerhafter Betone ermöglichen.

3 Thermische Behandlung von Tonen als Bindemittelkomponente in Spritzbetonen

Kalzinierte Tone zählen derzeit zu den vielversprechendsten alternativen Zementersatzstoffen. Sie entstehen durch thermische Behandlung natürlicher Tone, wobei Tonminerale wie Kaolinit oder Illit strukturell verändert und dadurch reaktiver werden. Im Beton können sie einen Teil des Zementklinkers ersetzen und so die CO₂-Bilanz verbessern. Besonders interessant ist dabei, dass Tone weltweit in großen Mengen verfügbar sind und damit eine mögliche Alternative zu knapper werdenden Zusatzstoffen wie Hüttensand oder Flugasche darstellen. In Normalbeton wirken kalzinierte Tone vor allem über ihre puzzolanische Reaktivität; das heißt: sie reagieren mit Portlandit (CaOH₂) und tragen langfristig zur Verdichtung der Mikrostruktur bei. Die Frühfestigkeit kann durch den geringeren Zementanteil zunächst sinken, während sich bei geeigneter Tonart und ausreichender Kalzinierung langfristig wieder deutliche Festigkeitsbeiträge ergeben. Besonders kaolinitische Tone zeigen nach entsprechender thermischer Aktivierung eine hohe Reaktivität.

Anders ist die Situation im Spritzbeton. Hier steht nicht nur die spätere Festigkeit im Vordergrund, sondern vor allem die sehr frühe Reaktion innerhalb der ersten Sekunden bis Stunden. Spritzbeton muss nach dem Auftrag sehr rasch erstarren, an der Oberfläche haften und früh tragfähig werden. In untersuchten beschleunigten Systemen zeigte sich, dass bei unterschiedlichen Temperaturen kalzinierte Tone genau hier besonders wirksam sein können. Bei einem Ersatz von 25% des Portlandzements (CEM I) durch unterschiedliche Tone erreichten tonhaltige, beschleunigte Mörtel nach 6 Stunden höhere Druckfestigkeiten als die reine Zementreferenz. Einzelne Mischungen zeigten Verbesserungen von über 100%. Ohne Fließmittel wurden teilweise noch höhere Frühfestigkeitssteigerungen beobachtet. Bemerkenswert ist dabei, dass nicht nur hochreaktive und bei typischen Temperaturen von 800°C

kalzinierte Tone vorteilhaft waren. Auch bei niedrigen Temperaturen (400 – 600°C) getemperte Tone, die im Normalbeton zu einer deutlichen Verschlechterung der mechanischen Eigenschaften führten, verbesserten im Spritzbetonsystem die Frühfestigkeit deutlich. Der Grund liegt weniger in einer späteren puzzolanischen Reaktion, sondern in physikochemischen Effekten auf die frühe Hydratation durch die hohe spezifische Oberfläche der Tone, die 1) Keimstellen für Hydratationsprodukte bietet und so die Aluminatreaktion fördert, 2) die Verfügbarkeit von Sulfat als Erstarrungsregler positiv beeinflusst und 3) schnell reaktives Aluminium aus der Tonstruktur zur frühen Ettringitbildung bereitstellt. Damit zeigt sich, dass die Bewertung eines Tons stark vom Einsatzgebiet abhängt. Ein Material, das für Normalbeton nur begrenzt geeignet erscheint, kann im Spritzbeton aufgrund anderer Leistungsanforderungen sehr wertvoll sein.

4 Energieeffiziente Kalzinierung durch Co-Pyrolyse

Klassische kalzinierte Tone werden durch hohe Wärmezufuhr typischerweise entweder in Drehrohröfen oder durch Flashverfahren aktiviert. Obwohl die Kalzinierung von Tonen im Vergleich zur Herstellung von Zementklinker bereits deutlich geringere Energiemengen erfordert, bietet die Co-Pyrolyse das Potenzial, die Tonkalzinierung mit der Pyrolyse biogener Reststoffe in einem gemeinsamen thermochemischen Prozess zu kombinieren und dadurch die Grundlage für eine teilweise oder potenziell sogar vollständig energieautarke Herstellung reaktiver SCMs zu schaffen. Bei der Pyrolyse wird die Biomasse unter Sauerstoffausschluss thermisch umgesetzt, wodurch im Gegensatz zu einer Verbrennung kein vollständiger Kohlenstoffumsatz zu CO₂ erfolgt. Die organische Fraktion liefert dabei nicht nur Energie für den Prozess, sondern wird zugleich zu großen Teilen als stabiler Kohlenstoff im entstehenden Karbonisat gebunden, wodurch sich zusätzlich die Möglichkeit ergibt, den im Biomasse-Ton-Karbonisat enthaltenen Kohlenstoff langfristig in Baustoffen zu speichern und das Material somit als CO₂-Senke zu nutzen.

Durch die Co-Pyrolyse tonreicher Roh- oder Sekundärrohstoffe mit biogenen Abfallströmen, etwa Biomasse- oder Textilabfällen entsteht daher ein

neuartiger Zementersatzstoff, der zwei Funktionen kombiniert: puzzolanische Reaktivität und langfristige Kohlenstoffspeicherung. Erste Vorversuche zeigen das Potenzial dieses Ansatzes. Bei der Co-Pyrolyse eines kaolinitischen Tons mit unterschiedlichen Biomassen wie Algen, Baumwollfasern aus Alttextilien und Holzhackschnitzeln entstanden Biomasse-Ton-Karbonisate, die strukturell den klassisch kalzinierten Tönen ähneln, zusätzlich aber relevante Mengen an gebundenem Kohlenstoff enthalten. In Leimversuchen mit 10 % Klinkerersatz verbesserten diese Co-Pyrolysate die Verarbeitbarkeit deutlich gegenüber herkömmlicher Biokohle. Während reine Biokohlen aus Baumwolle oder Holz die Verarbeitbarkeit stark verschlechterten, lagen Mischungen aus Ton und Algen bzw. Ton und Baumwolle wesentlich näher an der Referenz aus reinem Zement. Auch bei der Reaktivität zeigten sich deutliche Unterschiede. Reine pyrolysierte Biomassen verhielten sich weitgehend inert, während die Biomasse-Ton-Karbonisate im R³-Test nach [2] (Testverfahren für puzzolanische Aktivität von Zementzusatzstoffen) eine deutlich erhöhte Wärme-freisetzung aufwiesen. Ergänzende Festigkeitsprüfungen bestätigten diese Ergebnisse: Bei 10 % Ersatz erreichten Ton-Holz- und Ton-Baumwolle-Karbonisate nach 28 Tagen Festigkeiten nahe der CEM-I-Referenz, das Ton-Algen-Karbonisat übertraf diese sogar. Damit wird deutlich, dass die Kombination aus Ton und Biomasse nicht nur als Kohlenstoffspeicher interessant ist, sondern auch baustofftechnisch wirksam sein kann. Besonders attraktiv ist zudem die energetische Perspektive: Die bei der Pyrolyse entstehenden Gase können dazu beitragen, den Prozess selbst zu tragen und die Tonaktivierung energieautark zu ermöglichen. Die Energiebilanz der untersuchten Materialien wies sogar einen deutlichen Überschuss an thermischer Energie auf, wodurch das Potenzial besteht, größere Mengen an Ton ohne zusätzliche externe Energiezufuhr zu kalzinieren. Gleichzeitig zeigen die Ergebnisse, dass sich – abhängig von der gewählten Prozessführung – auch Materialien mit erhöhtem Kohlenstoffgehalt hergestellt werden können, die nicht nur als reaktive SCMs eingesetzt werden können, sondern zusätzlich ein hohes CO₂-Senkenpotenzial besitzen.

5 Inwertsetzung von Rest- und Sekundärrohstoffen durch thermochemische Aufbereitung

Thermochemische Verfahren erlauben eine Aufbereitung durch die Abtrennung von Störstoffen, die Anpassung der chemischen Zusammensetzung und die Überführung in eine amorphe Schlacke, was eine Erhöhung der Reaktivität ermöglicht. Besonders Materialien wie metallurgische Schlacken, künstliche Mineralfasern oder Klärschlammasche bieten sich hierfür als Ausgangsstoffe an, da sie in großen Mengen anfallen, aber aufgrund ungünstiger chemischer Zusammensetzung oft geringe hydraulische Reaktivität aufweisen (siehe Abbildung 2). Gleichzeitig gehen bei einer deponietechnischen Entsorgung wertvolle Ressourcen wie Metalle, Phosphor und potenziell reaktive mineralische Bestandteile dem Stoffkreislauf dauerhaft verloren oder aber die vorhandenen Entsorgungswege sind schlicht nicht mehr gangbar (z.B.: Deponierungsverbot für künstliche Mineralfaserabfälle ab 2027). Durch carbothermische Reduktion können die Reststoffe bei hohen Temperaturen unter Zugabe von Reduktions- und Korrekturstoffen aufgeschmolzen, Elemente wie Eisen, Mangan und Phosphor als Wertstoffe abgetrennt und die chemische Zusammensetzung an die von Hüttensand angepasst werden (siehe Abbildung 2 und Abbildung 3 links).

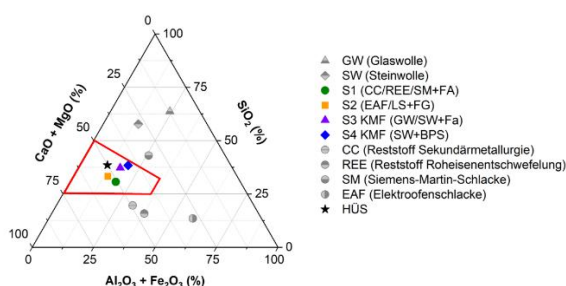


Abbildung 2 Chemische Zusammensetzung der Ausgangsmaterialien und der thermochemisch aufbereiteten Schlacken dargestellt im Dreistoffdiagramm. Der rot markierte Bereich kennzeichnet die gewünschte Zusammensetzung. (Abbildung reproduziert nach [3])

Gleichzeitig wird durch Granulation ein hoher Glasgehalt erreicht, der für die hydraulische Reaktivität entscheidend ist, wobei insbesondere die Trockengranulation auch das Potential für

Wärmerückgewinnung bietet. Die resultierenden Materialien weisen eine hohe hydraulische Reaktivität auf (Abbildung 3 rechts) und eignen sich sowohl für Portlandzement-basierte Systeme als auch für alkalisch aktivierte Materialien.

Demgegenüber können mineralische Reststoffe wie metallurgische Schlacken, Baurestmassen, Glasabfälle usw. auch fein gemahlen werden, um durch diese mechanische Behandlung die Oberflächenreaktivität zu erhöhen und reaktive Calcium-Aluminium-Silizium-Verbindungen insbesondere für alkalische Aktivierung nutzbar zu machen.

Generell können die thermisch oder mechanisch aufbereiteten Reststoffe sowohl in Portlandzement-basierten Bindemitteln als auch in alkalisch-aktivierten Materialien eingesetzt werden:

In Portlandzement-basierten Bindemitteln können aufbereitete Schlacken als Klinkerersatzstoffe eingesetzt werden, sofern sie einen ausreichend hohen Glasgehalt (i.e. amorpher Anteil) sowie hohe Anteile an Calcium-, Silizium- und Aluminiumoxiden aufweisen. Durch geeignete thermische Aufbereitungsverfahren lassen sich solche Eigenschaften gezielt einstellen, wodurch hydraulische Reaktivitäten erreicht werden können, die anhand von Aktivitätsindizes oder R^3 -Tests auf dem Niveau von Hüttensand oder sogar darüber liegen.

Alkalisch aktivierte Materialien (AAMs) bieten eine zementfreie Alternative und ermöglichen im Zusammenspiel mit alkalischen Aktivatoren wie Natrium- oder Kaliumwasserglas den Einsatz hoher Reststoffanteile bei geringerem Aufbereitungsaufwand, da in vielen Fällen eine mechanische Aufbereitung (Vermahlung) ausreicht. Jüngste Forschungsergebnisse zeigen, wie Rest- und Sekundärrohstoffe wie beispielweise metallurgische Schlacken, Baurestmassen oder Keramikabfälle in AAMs nutzbar gemacht werden können [7], wobei Faktoren wie ein hoher Anteil alkalisch aktivierbarer Phasen sowie eine Al- und Si-reiche chemische Zusammensetzung die mechanischen Eigenschaften begünstigen. Abbildung 4 zeigt die Druckfestigkeiten nach einem, sieben und 28 Tagen von Mörteln bei denen metallurgische Schlacken im Bindemittel und als Gesteinskörnung zum Einsatz kamen, wobei ein Reststoffanteil von knapp 50% (45-47 M%) im Bindemittel und über 80 M% des gesamten Mörtels erreicht werden konnte [8]. Viele AAM-Systeme zeichnen sich darüber hinaus durch eine hohe

chemische Beständigkeit aus und eignen sich unter anderem insbesondere für Anwendungen in aggressiven Umgebungen wie z.B. Abwassersystemen oder industriellen Anlagen – Bedingungen, unter denen Portlandzement-basierte Systeme (z.B. klassische B6 Betone) an ihre Grenzen stoßen.

Die Wahl des geeigneten Bindemittelsystems hängt von den chemisch-mineralogischen Eigenschaften der aufbereiteten Materialien sowie den Anforderungen an das Endprodukt ab. Während Portlandzement-basierte Systeme leichter in bestehende Normen und Produktionsprozesse integriert werden

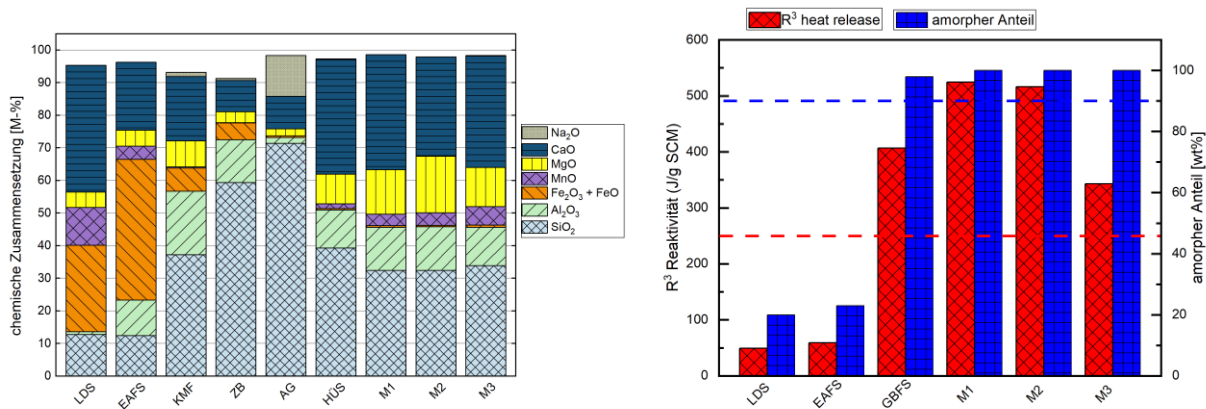


Abbildung 3 Links: Chemische Zusammensetzung ausgewählter mineralischen Reststoffe (LD-Schlacke LDS, Elektro- ofenschlacke EAFS, Künstliche Mineralfaser KMF, Ziegelbruch ZB, Abfallglas AG), von Hüttensand (HÜS) sowie mehrerer thermochemisch aufbereiteter mineralischer Fraktionen (M1-M3), die auf Mischungen verschiedenen Reststoffe basieren. Durch die thermochemische Aufbereitung ist die gezielte Anpassung der Schlacken- und Hüttensandzusammensetzung für gesteigerte Reaktivitäten sowie die Rückgewinnung von Wertmetallen (z.B. Fe, Mn) möglich. Rechts: Mittels R³-Methode bestimmte Reaktivitätssteigerung der aufbereiteten Fraktionen M1-M3 gegenüber den Ausgangsstoffen LDS, EAFS und Hüttensand (GBFS). (Abbildung reproduziert nach [4–6].)

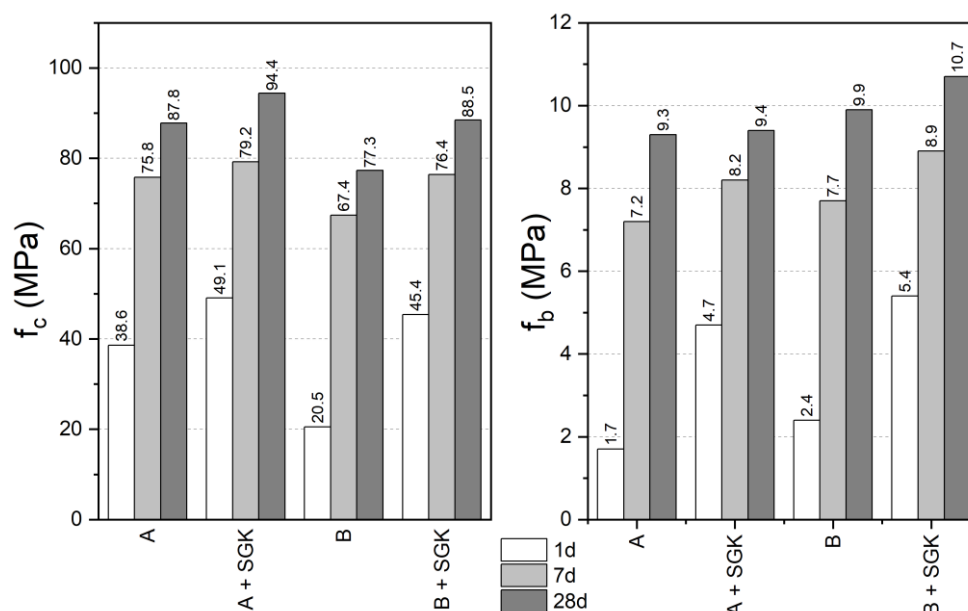


Abbildung 4 Mörteldruckfestigkeiten von alkalisch aktivierten Bindemittelsystemen mit metallurgischen Schlacken und Metakaolin, aktiviert mittels Kaliumwasserglas. Durch den Einsatz metallurgischer Schlacken im Bindemittel (Rezepturen A, B) sowie in der Gesteinskörnung (Rezepturen A+SGK, B+SGK) konnte ein Reststoffanteil von ca. 46 M-% im Bindemittel und über 80 M-% des gesamten Mörtels erreicht werden (Abbildung reproduziert nach [8]).

können, bieten alkalisch aktivierte Materialien ein höheres Potenzial für CO₂-Einsparungen und die Verwertung von Reststoffen. Beide Ansätze tragen dazu bei, die Abhängigkeit von traditionellen Zementersatzstoffen zu verringern und eine nachhaltigere Baustoffproduktion zu ermöglichen.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Der vorliegende Beitrag zeigt das Potenzial bisher ungenutzter Reststoffe auf, insbesondere von Eisenkarbonaten (u.a. aus Abraummaterial), Tonen (u.a. aus Bodenaushub), Biomasse (aus organischen Reststoffen), Klärschlammaschen sowie metallurgischen Schlacken.

Erste Voraussetzung dafür ist eine vollständige stoffliche Charakterisierung der sekundären Rohstoffe, eine anwendungsorientierte Einordnung ihrer Potenziale und der Nachweis der Eignung als Baustoffe entsprechend den materialtechnologischen Anforderungen der angestrebten Anwendungen. Damit verbunden müssen die für eine solche Inwertsetzung geeigneten Aufbereitungsschritte identifiziert und durchgeführt werden. Als besonders vielversprechend zeigt sich in diesem Zusammenhang der Ansatz, Sekundärrohstoffe aus sektorübergreifenden Quellen in geeigneten Proportionen zu mischen und gemeinsam in thermochemischen Prozessen so aufzubereiten, dass daraus hydraulisch reaktive oder alkalisch aktivierbare zementöse Bindemittelkomponenten entstehen (für Betone, Mörtel etc.).

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass Sekundärrohstoffe unterschiedlichster Herkunft potentiell bestens geeignet sind, um primäre Rohstoffe in mineralischen Bindemitteln zu ersetzen. Die Vorteile dessen liegen

- i) in einem wesentlichen Beitrag zur Kreislaufwirtschaft, was Deponievolumina reduziert und Primärrohstoffe schont
- ii) in CO₂-Reduktion durch den Ersatz von Portlandzementklinker, was zur Dekarbonisierung der Zement- und Betonindustrie beiträgt
- iii) in der Nutzung lokaler Rohstoffquellen, wodurch wirtschaftliche Abhängigkeiten reduziert und Transportwege verkürzt werden können
- iv) in der gleichzeitigen Rückgewinnung kritischer Rohstoffe oder Wertmetalle (z.B.

Phosphor, Eisen, Mangan) durch thermochemische Behandlung

Daneben können auch Funktionsverbesserungen und Vorteile für die Dauerhaftigkeit erreicht werden, indem einerseits chemisch langlebige Bindemittelsysteme (z.B. Geopolymere) reststoffbasiert ausgeführt werden bzw. durch die neuen Zusatzstoffe die Beständigkeit gegen Sulfatangriff, Karbonatisierung usw. erhöht wird. Gleichzeitig wird die Umweltverträglichkeit sichergestellt, indem entweder durch thermochemische Behandlung Störstoffe abgetrennt, oder durch geeignete Rezepturen in der Bindemittelmatrix gebunden werden und so gängige Grenzwerte für die Auslaugung von z.B. Cr oder As eingehalten werden.

Aktuell gibt es für den großtechnischen Einsatz von sekundär- oder reststoffbasierten Bindemitteln noch regulative Hürden, die durch Anpassungen der Normen und Gesetze abgebaut werden müssen. Die Umweltverträglichkeit herkömmlicher genauso wie neuartiger reststoffbasierter Baustoffe sollte performance-basiert bewertet werden – dafür müssen Untersuchungen des Auslaugverhaltens standardisiert und durchgeführt werden. Die thermische Aufbereitung von Rest- und Sekundärrohstoffen muss wirtschaftlich und technisch optimiert werden.

Fazit: Der Einsatz neuartiger Sekundärrohstoffe als Baustoffe ermöglicht leistungsfähige Bindemittelsysteme in einer effizienten Kreislaufwirtschaft bei gleichzeitig deutlicher Reduktion von CO₂-Emissionen und verbesserter Dauerhaftigkeit. Dies trägt maßgeblich zu einer nachhaltigen und zukunftsweisenden Baustoffindustrie bei.

7 Danksagung

Wir danken den beteiligten Forschenden und Industriepartnern, die hier aufgrund ihrer Vielzahl nicht namentlich genannt werden können, in folgenden Forschungsprojekten:

- ASSpC (Advanced Sustainable Sprayed Concrete) und SpOC (Sprayed Optimized Concrete), collective research, FFG Projektnr. 856080 und FO999912418.
- UpcycSlag-Binder und RecoverMetBinder, SFG Projektnr. 1317 und 1517, gefördert im „Zukunftsfond Steiermark“
- „BitKOIN“ bzw. „MeteOR“, FFG Projektnr. 44392602 bzw. 44810740

8 Literatur

- [1] Scrivener, K.L.; John, V.M.; Gartner, E.M.: *Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO₂ cement-based materials industry*. In: Cement and Concrete Research 114 (2018), S. 2-26. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.015>.
- [2] Li, X.; Snellings, R.; Antoni, M. et al.: *Reactivity tests for supplementary cementitious materials: RILEM TC 267-TRM phase 1*. In: Materials and Structures 51 (2018), Heft 6. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1269-x>.
- [3] Steiner, S.; Steindl, F.R.; Bendler, C. et al.: *Thermisch behandelte Stahlschlacken und künstliche Mineralfasern als neuartige reaktive Bindemittel für die Baustoffindustrie*. In: Pomberger, R. (Hrsg.): Recy & DepoTech 2024 – 13.-15 November 2024, Montanuniversität Leoben, Österreich. Abfallverwertungstechnik & Abfallwirtschaft Eigenverlag, Leoben, Österreich, 2024, S. 775-780.
- [4] Steindl, F.R.; Radinger, S.; Hassan, A. et al.: *Thermally Treated Residues and By-Products as Components of Waste-Based Alkali-Activated Materials*. In: Ferrara, L.; Muciaccia G.; Trochoutsou, N. (eds.): Proceedings of the RILEM Spring Convention and Conference 2024. RSCC 2024. Springer Nature Switzerland, 2025, pp. 53-61.
- [5] Steindl, F.R.; Doschek-Held, K.; Weisser, K. et al.: *Mineral Residues and By-Products Upcycled into Reactive Binder Components for Cementitious Materials*. In: Jędrzejewska, A.; Kanavaris, F.; Azenha, M. et al. (Hrsg.): International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement-based Materials and Concrete Structures, RILEM Bookseries. Springer Nature Switzerland, 2023, S. 153-164.
- [6] Steindl, F.R.; Hassan, A.; Radinger, S. et al.: *Innovative upcycling approaches for slags and mineral wastes: transforming secondary raw materials into novel building materials*. In: : Proceedings of the 9th Slag Valorisation Symposium - From Residues to Resources and Resilience. KU Leuven. KU Leuven, 2025.
- [7] Ratz, B.; Steindl, F.R.; Hassan, A. et al.: *Evaluation of mineral waste streams for alkali-activated materials: Reactivity and utilization potential*. In: Journal of Building Engineering 116 (2025), S. 114705. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2025.114705>.
- [8] Grengg, C.; Rudic, O.; Saade, M. et al.: *Alkali activated steel slag – oil composites: Towards resource efficiency and CO₂ neutrality*. In: Cement and Concrete Research 186 (2024), S. 107678. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2024.107678>.

Lange integrale Bahnbrücke – zyklische Erddruckmobilisierung und Bemessung

Alexander Sandmann (geb. Stastny)

DB InfraGO AG, München, Deutschland

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, Österreich

Franz Tschuchnigg

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Integrale Brücken zeigen eine ausgeprägte zyklische Wechselwirkung mit ihrer Hinterfüllung. Die Ursache hierfür sind horizontale Tragwerksverformungen, vorrangig infolge wiederkehrender jahreszeitlicher Temperaturänderungen des Überbaus. Ein Forschungsprojekt der TU Graz und der DB InfraGO AG widmet sich der numerischen Abbildung dieser zyklischen Interaktion integraler Tragwerke mit verschiedenen eisenbahnspezifischen Hinterfüllungen. Hierfür kommen hochwertige Boden-Stoffmodelle zum Einsatz, welche anhand umfangreicher Laborversuche an einem repräsentativen, weitgestuften Hinterfüllungs-Kies und unter realitätsnahen Bedingungen kalibriert werden. Auf dieser Basis wurden umfassende numerische Parameterstudien durchgeführt. In diesem Beitrag werden ausgewählte Ergebnisse zur zykl. Erddruckmobilisierung (Sommerstellung) verschiedener Hinterfüllungen im Vergleich zu analytischen Erddruckansätzen aus der Literatur präsentiert. Zudem werden wesentliche Empfehlungen des Forschungsprojekts für die Bemessung in der Praxis und für etwaige Regelwerksfortschreibungen – wie etwa der Richtlinie 804.4501 [1] – aufgeführt.

1 Einleitung

In Deutschland werden, den Entwicklungen im Straßenbereich folgend, vermehrt integrale Eisenbahnbrücken mit mittleren und längeren Gesamtstützweiten errichtet. Für die Planung und Ausführung dieser fugen- und lagerlosen Bauweise wurde im Mai 2021 mit Ril 804.4501 [1] erstmals ein DB-Regelwerk eingeführt. Insbesondere zur erhöhten Interaktion der monolithischen Tragwerke mit der Gründung und eisenbahntypischen Hinterfüllungen besteht jedoch weiterer Forschungsbedarf. Ein Forschungsprojekt der TU Graz gemeinsam mit der DB InfraGO AG widmete sich daher tiefergehend der zyklischen Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) von längeren integralen Eisenbahnbrücken [2].

1.1 Zyklische Boden-Bauwerk-Interaktion

Hauptsächlich aufgrund von saisonalen Temperaturverformungen des Bauwerks ergibt sich hinter

integralen Widerlagern ein wiederkehrender Erddruck-Anstieg (in der Sommerstellung) und -Abfall (in der Winterstellung), siehe Abbildung 1a). Zudem führen die zyklischen Temperaturverformungen des Tragwerks zu einer wiederkehrenden Verdichtung („Ratcheting“) der granularen Hinterfüllungen sowie zu Setzungen. Verschiedene (klein-) maßstäbliche Experimente sowie Zentrifugenversuche (vgl. [2]-[6]) zeigen, dass es infolge der zyklischen Belastung zu einer anhaltenden Zunahme der Erddrücke sowie einer Akkumulation an Setzungen hinter dem Widerlager kommt. Mit der Tragwerkslänge und somit der Größe der horizontalen Verschiebungen am Bauwerksende nehmen diese Effekte stark zu.

Der zyklische Erddruckanstieg muss bei der Bemessung des Brückentragwerks adäquat berücksichtigt werden [7], während sich die Setzungsakkumulationen auf die Gebrauchstauglichkeit auswirken. Sie dürfen nicht zu groß werden, um die überführte

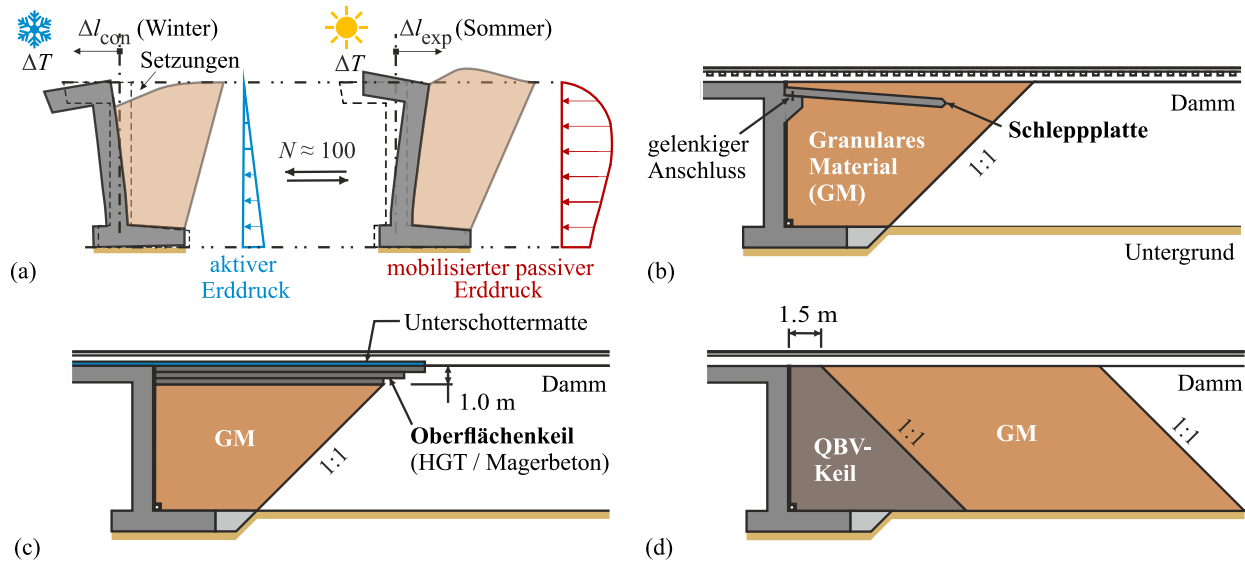


Abbildung 1 a) Schema der zykl. Boden-Bauwerk-Interaktion von integralen Brücken infolge saisonaler Temperaturänderungen, b) – d) verschiedene eisenbahnspezifische Hinterfüllungen, modifiziert nach [8]

Gleislage nicht zu beeinträchtigen und einen erhöhten Instandhaltungsaufwand hervorzurufen.

Für klassische nicht-bindige Hinterfüllungen existieren europa- und weltweit verschiedene empirische Erddruckansätze, u. a. [9]–[12]. Diese unterscheiden sich zum Teil stark und wurden in der Regel anhand von Versuchen abgeleitet, die Einschränkungen (wie z. B. Modelrandeinflüsse oder eine vereinfachte Fußpunktrotation des Widerlagers) aufweisen und vorrangig an enggestuften (Fein-)Sanden durchgeführt wurden. Gemäß Ril 836.4106 [13] sind jedoch ohne ergänzende Verbesserungsmaßnahmen nur weitgestufte Sand-Kies-Gemische mit einer Ungleichförmigkeitszahl $C_u > 6$ in Lagen von 30 cm (verdichtet auf 100% Proctordichte) als Hinterfüllung für Eisenbahnbrücken vorzusehen. Aufgrund dieser Aspekte sind die existierenden Erddruckansätze zu verifizieren.

Bei höheren Geschwindigkeiten oder Streckenlasten sind für Eisenbahnbrücken zudem Hinterfüllungen mit verschiedenen Formen von verfestigten Keilen aus qualifizierter Bodenverbesserung (QBV) oder Magerbeton vorzusehen [13], siehe Abbildung 1c) und 1d). Bei längeren integralen (Eisenbahn-)Brücken kommen zudem am Widerlager gelenkig angeschlossene Schleppplatten (vgl. Abbildung 1b)) nahe der Hinterfüllungsoberfläche zum Einsatz. Für diese Hinterfüllungstypen existieren kaum experimentelle oder numerische Studien hinsichtlich des BBI-Verhaltens. Es besteht daher ein Forschungs- und Regelungsbedarf.

2 Schwerpunkte des Forschungsprojekts

Das Forschungsprojekt widmete sich der Abbildung der zyklischen Erddruck- und Setzungszuwächse hinter integralen Widerlagern für verschiedene eisenbahntypische Hinterfüllungsgestaltungen. In Abbildung 2 sind die wesentlichen Arbeitsschritte des Projekts schematisch dargestellt.

Zu Beginn wurden Langzeitmessungen an einer 50 m langen integralen Eisenbahnbrücke in Leipzig über einen Zeitraum von 3 Jahren vorgesehen (Abbildung 2, Schritt 1). Diese wurden u. a. für numerische Rückrechnungen genutzt, vgl. [8].

Zudem wurde in Kooperation mit dem Karlsruhe Institut für Technologie ein umfangreiches experimentelles Versuchsprogramm an einem repräsentativen weitgestuften Kiesmaterial mit sehr dichter initialer Lagerung (ca. 100% Proctordichte) durchgeführt (Schritt 2). Dies beinhaltet monotone und zyklische Ödometer- und Triaxialversuche sowie Bender-Element- und lokale Dehnungsmessungen zur Erfassung des Bereichs (sehr) kleiner Dehnungen. Die Versuchsergebnisse dienen zur Kalibrierung mehrerer potenziell geeigneter Materialmodelle für Boden [14][15]. Es muss dabei betont werden, dass für die Abbildung der zyklischen Effekte, insbesondere der zykl. Setzungszunahme, hochwertige Boden-Stoffmodelle erforderlich sind, welche neben Barotropie- (Spannungsabhängigkeit) auch Pyknotropie-Effekte (Dichteabhängigkeit) abbilden

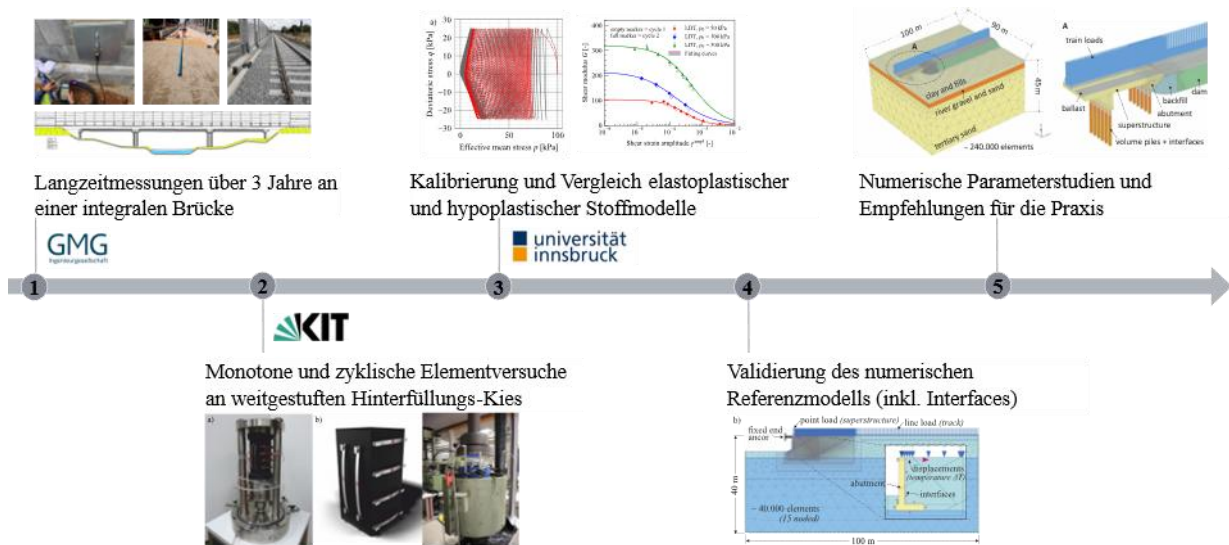


Abbildung 2 Wesentliche Inhalte und Arbeitsschritte des Forschungsprojekts

können. Es wurden daher verschiedene elastoplastische (Hardening Soil Small [16], DeltaSand [17], Sanisand-MS [18]) und hypoplastische Stoffmodelle [19][20] auf Basis von Elementversuchen und in weiterer Folge in Randwertproblemen miteinander verglichen (Schritt 3) [14][15].

Zur Validierung der verwendeten 2D und 3D FE-Referenzmodelle wurden umfangreiche (Vor-)Studien mit der Software Plaxis V23.2 [21] durchgeführt (Schritt 4). Insbesondere die Interface-Elemente zeigten dabei infolge der zyklischen Ent- und Wiederbelastungen einen sehr großen Einfluss. Das Verhalten der Interface-Elemente wurden daher eingehend untersucht, vgl. [2] und [22].

Auf Basis der kalibrierten Materialmodelle (Festlegung auf DeltaSand) und validierten numerischen Modelle (realitätsnahe 2D FE-Modelle mit direkter Temperatureinbringung sowie 3D FE-Modelle für Tiefgründungen) erfolgten anschließend umfangreiche Parameterstudien mit verschiedenen Hinterfüllungsgestaltungen, Brückenlängen, Widerlagerhöhen und -steifigkeiten, Baugrund- und Gründungssteifigkeiten (Widerlager in voller Höhe auf Flachgründungen, ohne bzw. mit zusätzlicher Unterstützung durch Bohrpfähle) sowie Schiefwinklichkeiten (Schritt 5) [8][23]. Der Fokus lag dabei sowohl auf der zykl. Erddruckentwicklung, Biegebeanspruchung und Verformungsfigur des Widerlagers, als auch auf der zykl. Setzungsentwicklung. Die Zielsetzung war es, abgesicherte Bemessungsansätze für das Widerlager abzuleiten und in Abhängigkeit von der integralen Bauwerkslänge geeignete Hinterfüllungsgestaltungen zu benennen.

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse aus [8] und [23] zur zykl. Erddruckmobilisierung in der Sommerstellung für verschiedene eisenbahnspezifische Hinterfüllungen im Vergleich zu analytischen Erddruckansätzen präsentiert. Zudem werden die sich daraus ableitenden wesentlichen Empfehlungen für die Praxis und Regelwerksfortschreibung (etwa der Ril 804.4501 [1]) zusammengefasst. Weitere Details, etwa zur Modellierung und der Auswertung, finden sich in den Originalquellen [8] und [23].

3 Ergebnisse der numerischen Parameterstudien – Fokus zyklische passive Erddruckmobilisierung

3.1 Einfluss der Brückenlänge und Widerlagerhöhe (weitgestufter Kies)

Abbildung 3 zeigt exemplarisch die zyklische Erddruckverteilung hinter dem Widerlager in den ersten 10 Sommerzyklen für eine lange integrale Brücke (Gesamtlänge $L = 140$ m, Widerlagerhöhe $H = 8$ m) mit weitgestufter, regelwerkskonformer Kies-Hinterfüllung sowie mit einem enggestuften Karlsruher Feinsand [24]. Zusätzlich sind die Spannungsverläufe der analytischen Bemessungsansätze nach PD6694-1 [12], RVS 15.02.12 [11] sowie Vogt [9] – unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Verformung von der Ruhelage zum Sommerzustand (0-S) bzw. vom Winter- zum Sommerzustand (W-S) – dargestellt. Der volle Bewegungsamplitude W-S wird in PD6694-1 und RVS ge-

wählt, um potenzielle Umlagerungs- und Nachverdichtungseffekte des Bodens in den Winterzuständen zu berücksichtigen (konservativere Bemessung). In den deutschen Regelwerken ([1][10]) ist bislang der Ansatz nach Vogt mit „reduzierter“ Bewegungsamplitude 0-S vorgesehen.

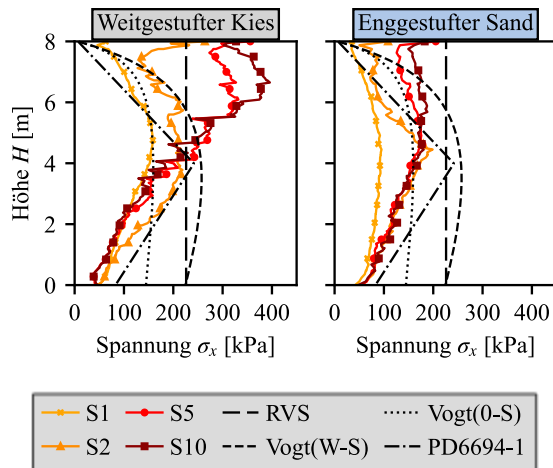


Abbildung 3 Zyklische laterale Spannungen σ_x (Sommer) eines weitgestuften Kieses und eines enggestuften Sandes im Vergleich zu analytischen Erddruckansätzen, modifiziert nach [23]

Wie erwartet ergeben sich über die ersten 10 Sommerzyklen (S) bei beiden Hinterfüllungsmaterialien Spannungszuwächse. Der Feinsand mobilisiert dabei deutlich geringere horizontale Spannungen als das Kiesmaterial. Beim Sand treten die Spannungsspitzen ungefähr auf halber Höhe auf, während der Kies Spannungsmaxima im oberen Bereich des Widerlagers aufweist (allerdings zeigt sich auch beim Feinsand der zyklische Spannungsanstieg von Zyklus S2 zu S10 ausschließlich in der oberen Widerlagerhälfte). Ähnliche Ergebnisse wurden in [14] auf Grundlage numerischer BBI-Berechnungen mit mehreren kalibrierten, enggestuften (feinkörnigen) Sanden im Vergleich zu gut abgestuften Kiesmaterialien berichtet. Die Autoren zeigen, dass diese Unterschiede auf die höhere Steifigkeit der Kiesmaterialien sowohl bei (sehr) kleinen als auch bei großen Dehnungen zurückzuführen sind.

Die hohen Spannungskonzentrationen und Spannungszuwächse im oberen Bereich des Widerlagers können durch die zusätzliche Gleisauflast sowie die hohe Steifigkeit des untersuchten Kies-Hinterfüllungsmaterials erklärt werden. Der Spannungsver-

lauf des Feinsandes stimmt qualitativ mit experimentellen und numerischen Untersuchungen aus der Literatur überein, vgl. [3]-[5]. Eine Reduktion der initialen Lagerungsdichte von $D_{r0} = 80\%$ auf 50% führt in [23] zu geringeren Spannungskonzentrationen im oberen Widerlagerbereich (sowie insgesamt zu einer Reduktion der auf das Widerlager wirkenden Erddruckkraft).

Die Spannungsverläufe der analytischen Ansätze in Abbildung 3 stimmen nicht mit der Spannungsverteilung für den Kies überein. Dies ist auch bei längeren Brücken mit niedrigeren Widerlagern der Fall (nicht dargestellt). Die Spannungsverläufe des Feinsandes werden durch die analytischen Ansätze (deutlich) besser erfasst.

Abbildung 4 veranschaulicht die Entwicklung der horizontalen Erddruckkraft F_x auf das Widerlager (hier exemplarisch dargestellt für $H = 8$ m) mit zunehmender Zyklenzahl S1, S2, S5 und S10. Die Erddruckkraft wird durch den normierten Koeffizienten $K_{mob} = 2 \cdot F_x / (\gamma \cdot H^2)$ abgebildet.

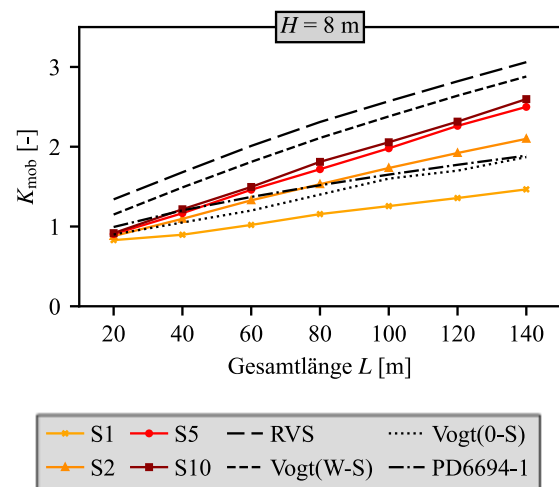


Abbildung 4 Zyklische Erddruckentwicklung $K_{mob} = 2F_x / (\gamma H^2)$ für verschiedene Brückenlängen L ($H = 8$ m; weitgestufter Kies) im Vergleich zu analytischen Erddruckansätzen, modifiziert nach [23]

Für alle Widerlagerhöhen zeigt sich ein nahezu linearer Anstieg von K_{mob} mit zunehmender Brückenlänge L . Während bei kurzen Brücken mit $L = 20$ m praktisch kein zyklischer Anstieg von K_{mob} auftritt, ist bei längeren Überbauten ein deutlicher zyklischer Zuwachs erkennbar. Die stärksten Zunahmen treten innerhalb der ersten fünf Lastzyklen auf, gefolgt von nur noch geringen Zuwächsen von Zyklus 5 bis 10. Dieses Verhalten stimmt qualitativ mit

experimentellen Untersuchungen an Sand-Hinterfüllungen überein, siehe z. B. [3]-[6].

Der Vergleich mit den analytischen Erddruckansätzen zeigt, dass nicht alle Bemessungsansätze konservative Abschätzungen der passiven Erddruckmobilisierung über die Lebensdauer einer Brücke liefern. Dies ist besonders relevant, da die numerischen Berechnungen dieser Studie nur die ersten zehn (wenn auch einflussreichsten) saisonalen Temperaturzyklen einer Brücke berücksichtigen.

Der Ansatz nach Vogt (0-S) unterschätzt die Erddrücke für die untersuchten Brückengeometrien deutlich. Die modifizierte Variante Vogt (W-S) liefert wesentlich bessere Ergebnisse und prognostiziert (für die Mehrzahl der untersuchten Brückengeometrien) leicht höhere horizontale Erddruckkräfte als die numerischen BBI-Berechnungen. Gleiches gilt für den RVS-Ansatz, der den Verlauf von Vogt (W-S) gut reproduziert und gegenüber diesem Ansatz lediglich geringfügig höhere K_{mob} -Werte ergibt. Für lange Integralbrücken (ca. $L > 100$ m) mit vergleichsweise niedrigen Widerlagern von $H = 3$ und 5 m unterschätzen jedoch auch der Ansatz nach Vogt (W-S) als auch der RVS-Ansatz die numerisch ermittelten Erddrücke.

Der britische Ansatz nach PD6694-1 kann die Erddruckmobilisierung lediglich bei kleinen Brücken mit $L \leq 40$ m abdecken. Dies entspricht den Ergebnissen von Banks und Bloodworth [5], die darauf hinweisen, dass eine Längenbegrenzung von etwa 60 m für die Anwendung der entsprechenden Gleichung aus PD6694-1 sinnvoll erscheint. Für längere Integralbrücken und solche mit erheblichen horizontalen Verschiebungen des Widerlagers wird in PD6694-1 eine (numerische) Boden-Bauwerk-Interaktionsanalyse gefordert. Die Ergebnisse dieser Studie legen nahe, dass eine solche Vorgehensweise auch in Deutschland und Österreich für lange Integralbrücken mit niedrigen Widerlagern berücksichtigt werden sollte, um sowohl eine sichere als auch wirtschaftliche Bemessung zu gewährleisten. In Abbildung 5 sind die aus der zyklischen Beanspruchung resultierenden maximalen und minimalen Biegemomente M_{max} und M_{min} des Widerlagers aus den BBI-Berechnungen für sämtliche untersuchten Brückenlängen und Sommerzyklen dargestellt (hier exemplarisch für $H = 8$ m). Berücksichtigt werden dabei ausschließlich die zyklisch verursachten Momente; die Einflüsse der Anfangsphasen

bleiben unberücksichtigt. In der Studie treten die minimalen Biegemomente M_{min} in der Rahmenecke zum Überbau auf, während die maximalen Biegemomente M_{max} ungefähr in der Mitte des Widerlagers entstehen.

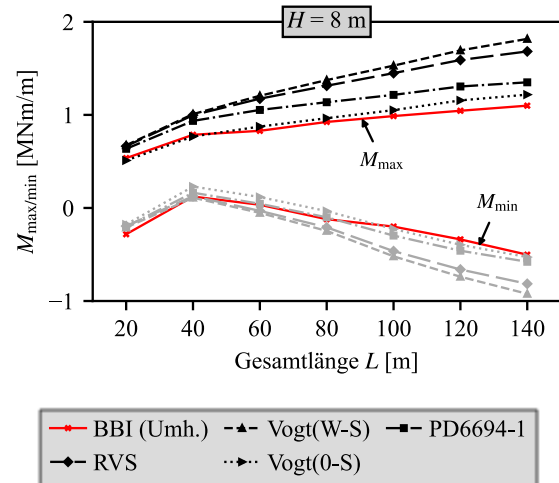


Abbildung 5 Maximale und minimale Biegemomente im Widerlager (Sommerstellungen) – Numerische Berechnungen mit weitgestuftem Kies sowie mit analytischen Erddruckansätzen, aus [23]

Sowohl bei den BBI-Berechnungen als auch bei den analytischen Belastungsansätzen steigt der Betrag von M_{max} und M_{min} nahezu linear mit zunehmender Überbaulänge L an. Anders als das vorher gezeigte Verhältnis der K_{mob} -Werte erahnen lässt, führen die analytischen Ansätze zu deutlich höhere Biegemomente als die numerischen Berechnungen (mit wenigen Ausnahmen, vorrangig für Vogt (0-S)). Der Unterschied wird insbesondere bei langen Integralbrücken deutlich. Dies ist vorrangig auf die unterschiedliche Lage der Erddruckresultierenden zurückzuführen, vgl. [23]. Die numerisch ermittelten Erddruckresultierenden liegen im oberen Bereich des Widerlagers und verschieben sich sowohl mit zunehmender Brückenlänge als auch mit zunehmender Anzahl von Sommerzyklen weiter nach oben, vgl. Abbildung 3. Da die Resultierende bei den analytischen Ansätzen näher zur Widerlagermitte liegt, entstehen größere Hebelarme und damit größere Biegemomente im Widerlager.

Daraus kann geschlossen werden, dass die analytischen Ansätze – mit Ausnahme von Vogt (0-S) – hinsichtlich der Bemessung der Widerlagerbiegemomente auf der sicheren Seite liegen, zumindest für die hier betrachtete Höhe von $H = 8$ m.

Bemerkenswert ist außerdem, dass der vereinfachte RVS-Ansatz und der Ansatz Vogt (W-S) für sämtliche untersuchten Brückenlängen sehr ähnliche Biegebeanspruchungen hervorrufen. Dies unterstreicht die gute Übereinstimmung und Vergleichbarkeit beider Ansätze.

Bei hohen Widerlagern ($H \geq 8$ m) ergeben die SSI-Berechnungen (mit Flachgründungen) eine Fußpunktverschiebung von etwa 20 % in der Sommerstellung (hier nicht dargestellt). Bei geringeren Höhen ist die Widerlagerverformung deutlich stärker durch Translation geprägt und kann für $H = 3$ m bis zu 72 % betragen. Dies beeinflusst die Erddruckmobilisierung über die Widerlagerhöhe sehr stark.

3.2 Einfluss der Hinterfüllungsgestaltung

Abbildung 6 zeigt die Entwicklung der horizontalen Erddruckkraft K_{mob} in Abhängigkeit von der Brückengesamtlänge L (hier exemplarisch für $H = 8$ m) für unterschiedliche eisenbahnspezifische Hinterfüllungsgestaltungen (vgl. Abbildung 1). Zu Vergleichszwecken wurde auch der in Kapitel 3.1 bereits dargestellte enggestufte Feinsand berücksichtigt. Die Auswertung erfolgt je für den Sommerlastzyklus S10. Zusätzlich sind die Erddrücke aus den analytischen Berechnungsverfahren dargestellt. Für alle Hinterfüllungsgestaltungen ist ein nahezu linearer Anstieg von K_{mob} mit zunehmender Brückenlänge L erkennbar (dies gilt für alle Widerlagerhöhen H).

Bei einer Widerlagerhöhe von $H = 8$ m werden für alle eisenbahnspezifischen Hinterfüllungsvarianten (trotz unterschiedlicher Spannungsverteilungen über die Widerlagerhöhe) ähnliche horizontale Kräfte festgestellt. Der enggestufte Feinsand führt hingegen, wie bereits anhand der Spannungsverteilung in Abbildung 3 erkennbar war, zu deutlich geringeren Erddrücken, insbesondere bei größeren Brückenlängen.

Bei niedrigen Widerlagern mit $H = 3$ m (hier nicht dargestellt) zeigt der QBV-Keil dagegen deutlich höhere horizontale Kräfte, während die Hinterfüllung mit Oberflächenkeil im Vergleich zur granularen Referenzlösung wesentlich geringere Kräfte aufweist.

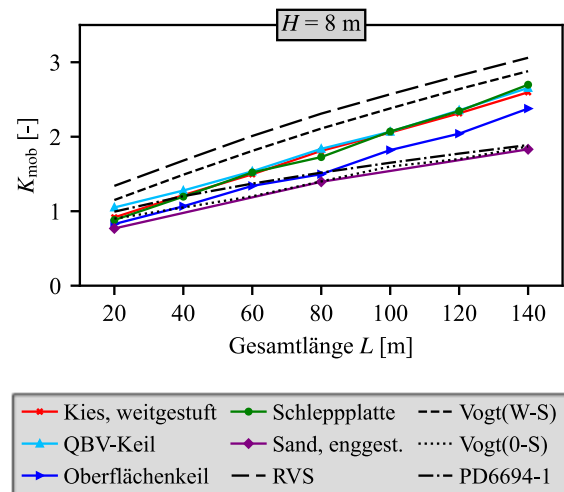


Abbildung 6 K_{mob} (S10) für verschiedene Hinterfüllungen im Vergleich zu analytischen Erddruckansätzen, modifiziert nach [8]

Die analytischen Ansätze nach Vogt (W-S) und RVS liefern, wie in Kapitel 3.1 bereits beschrieben, bei Widerlagerhöhen von $H = 8$ m geringfügig höhere horizontale Kräfte als die numerischen BBI-Berechnungen. Bei längeren Integralbrücken mit niedrigeren Widerlagern ($H = 3$ und 5 m) unterschätzen beide Ansätze jedoch die numerisch ermittelten Ergebnisse (mit Ausnahme der Berechnungen mit Oberflächenkeil).

Die Resultierende der horizontalen Spannungen liegt bei allen untersuchten Hinterfüllungsvarianten im oberen Bereich des Widerlagers, variiert in ihrer exakten Höhe aber in Abhängigkeit von der Brückenlänge wie auch der Hinterfüllungsgestaltung, vgl. [8]. Die Spannungsverteilung und damit die Lage der Resultierenden haben einen erheblichen Einfluss auf die inneren Kräfte des Widerlagers und somit auf die konstruktive Bemessung. Dies wird anhand der Auswertung der minimalen und maximalen Biegemomente M_{max} und M_{min} des Widerlagers (über alle Sommerzyklen) in Abbildung 7 deutlich.

Für die granularen Hinterfüllungen, die Schleppplattenlösung sowie die Oberflächenkeilkonstruktion ergeben sich vergleichsweise ähnliche Biegemomente. Mit zunehmender Brückenlänge L steigt das Biegemoment nahezu linear an. Für Hinterfüllungen mit QBV-Keil werden, obwohl sie nahezu die höchsten horizontalen Spannungen mobilisieren, gleichzeitig die kleinsten Biegemomente im Widerlager verursacht. Dies lässt sich durch das

Zusammenwirken mehrerer Effekte erklären: a) die hohe Lage der Spannungserresultierenden am Widerlagerkopf, b) die Verformungsfigur des Widerlagers, und c) die Wechselwirkung zwischen dem steifen QBV-Keil und der Gründung, wodurch (deutlich) kleinere Biegemomente im Rahmeneckbereich der Fundament-Widerlager-Verbindung entstehen. Für tief gegründete Widerlager können diese Zusammenhänge allerdings abweichen (weitere Untersuchungen sind hierzu erforderlich).

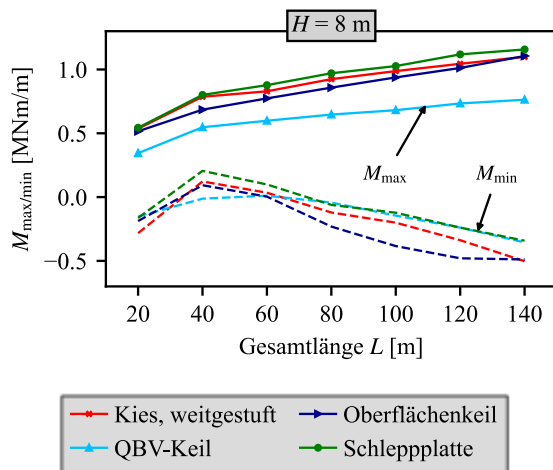


Abbildung 7 Maximale und minimale Biegemomente des Widerlagers (Sommer) für verschiedene Hinterfüllungen, modifiziert nach [8]

Bei Brückenlängen ab $L \geq 25 \text{ m}$ kann es bei einer Hinterfüllung mit QBV-Keil im Winterzustand zu einem Ablöseverhalten, d. h. Kontaktverlust zwischen Widerlager und Keil kommen.

3.3 Einfluss der Untergrund- und Gründungssteifigkeit

Der Einfluss des Gründungssystems und der Steifigkeit des Baugrunds wurde mithilfe von 3D FE-Modellen untersucht und die horizontalen Spannungen in der Mitte des Widerlagers (Symmetrieachse) ausgewertet. Bei dieser Betrachtung ergaben sich nur geringfügig unterschiedliche Erddrücke im Vergleich zu einer 2D-Berechnung mit sonst gleichen Randbedingungen, siehe [23].

Die resultierenden horizontalen Erddruckkräfte K_{mob} für verschiedene Überbaulängen L (hier exemplarisch für $H = 8 \text{ m}$) sind in Abbildung 8 dargestellt.

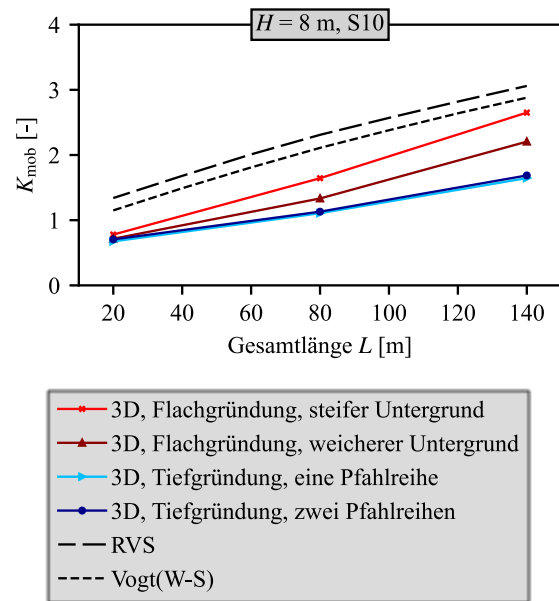


Abbildung 8 K_{mob} (S10) für verschiedene Untergrund- und Gründungssteifigkeiten im Vergleich zu analytischen Erddruckansätzen, modifiziert nach [23]

Der Vergleich zeigt deutlich, dass der Erddruck auf das Widerlager maßgeblich von der Steifigkeit des anstehenden Baugrunds beeinflusst wird. Die höchsten Erddrücke werden bei einer Flachgründung auf steifem Untergrund (abgebildet mit dem Hardening Soil Stoffmodell) mit einer Referenzsteifigkeit von $E_{50}^{\text{ref}} = 45 \text{ MPa}$ mobilisiert. Für die Flachgründung auf weicherem Untergrund mit $E_{50}^{\text{ref}} = 20 \text{ MPa}$ ergeben sich, vor allem für größere Brückenlängen, geringere Erddrücke. Die Modelle mit ergänzenden Pfahlgründungen und sehr geringer Baugrundsteifigkeit ($E_{50}^{\text{ref}} = 8 \text{ MPa}$) weisen die niedrigsten Erddrücke auf.

Zwischen den Berechnungen mit einer bzw. zwei Pfahlreihen können nahezu keine Unterschiede festgestellt werden. Darüber hinaus ergibt sich auch eine sehr ähnliche Fußpunkttranslation des Widerlagers bei diesen Berechnungen (hier nicht dargestellt), welche in den Sommerstellungen deutlich größer ausfällt als bei den Berechnungen mit steiferem Untergrund. Dies führt zu der Schlussfolgerung, dass das Pfahlverhalten in den vorliegenden Untersuchungen nur einen geringen Einfluss auf die horizontalen Erddrücke und deren zyklische Mobilisierung besitzt. Die niedrigeren horizontalen Erddrücke am Widerlager sind somit vorrangig auf

die geringere Steifigkeit des Baugrunds zurückzuführen.

Berechnungen mit einer niedrigeren Widerlagerhöhe von $H = 3$ m (hier nicht dargestellt) bestätigen die oben beschriebenen Trends und zeigen einen noch ausgeprägteren Einfluss der Untergrundsteifigkeit.

3.4 Einfluss der Widerlagersteifigkeit

Die Parameterstudien zeigen, dass die Widerlagersteifigkeit einen im Vergleich zu den oben diskutierten Variationen nur begrenzten Einfluss auf das zyklische BBI-Verhalten besitzt. Ein steiferes, 2 m starkes Widerlager führt im Vergleich zu einem 1 m starken Widerlager nur zu geringfügig höheren Erddrücken, wobei sich dieser Effekt vor allem bei langen Brücken mit niedrigen Widerlagern bemerkbar macht.

Eine Reduktion der Widerlagersteifigkeit auf 60% des ungerissenen Zustandes entsprechend DIN EN 1992-2 [25] (zur nährungsweisen Berücksichtigung der Auswirkung einer Rissbildung) hat einen noch kleineren Einfluss.

4 Empfehlungen für die Bemessung von längeren Integralbrücken

Das zyklische SSI-Verhalten, insbesondere die passive Mobilisierung des Erddrucks, wird gemäß den hier durchgeführten Studien maßgeblich durch Brückenlänge, Widerlagerhöhe sowie die Steifigkeit von Hinterfüllung und Untergrund bestimmt. Die Steifigkeit des Widerlagers und eine Variation der Tiefgründung (eine bzw. zwei Pfahlreihen) zeigten nur einen geringen Einfluss.

Auf Basis der Parameterstudien ergeben sich folgende Empfehlungen für die Bemessung längerer integraler (Eisenbahn-)Brücken:

- Die analytischen Ansätze nach RVS und Vogt (W-S) konnten die infolge der zyklischen BBI auftretenden horizontalen Erddrücke und Biegemomente bei steifen weitgestuften Kies-Hinterfüllungen in der Mehrzahl der untersuchten Randbedingungen ausreichend erfassen.
- Bei der Anwendung des Ansatzes nach Vogt sollte künftig der vollständige thermische Verformungsbereich des Überbaus vom Winter-

zum Sommerzustand (W-S) berücksichtigt werden, um eine sichere Bemessung zu gewährleisten, vgl. auch ähnliche Empfehlungen in [7] und [26]. Zudem ist die tatsächliche Verformung(sfigur) des Widerlagers bei der Berechnung zu berücksichtigen (siehe auch [27]), da insbesondere bei niedrigen Widerlagerhöhen ausgeprägte Fußpunktverschiebungen resultieren (Translationsanteil von bis zu 72% in diesen Studien für Widerlager mit $H = 3$ m in der Sommerstellung). Die vereinfachte Annahme einer reinen Rotation um den Fußpunkt ist (wenn überhaupt) für hohe Widerlager zulässig (der Anteil der Fußpunktverschiebung für flachgegründete Brücken mit $H = 8$ m lag in diesen Studien bei ca. 20%). Bei der Berechnung sollte mindestens ein Reibungswinkel von $\varphi \geq 40^\circ$ angesetzt werden, um den in [2] und [14] dokumentierten hohen (maximalen) Reibungswinkeln von weitgestuften und stark verdichteten Kiesmaterialien Rechnung zu tragen.

- Der vereinfachte rechteckige Spannungsansatz nach RVS bildet die Effekte des parabolischen Vogt-Ansatzes (W-S) gut ab und stellt eine praxistaugliche Alternative für die Tragwerksbemessung dar, vgl. auch [7] und [27].
- Die Ergebnisse der Parameterstudien deuten jedoch auch darauf hin, dass die untersuchten Bemessungsansätze nicht in allen Fällen konservativ sind, insbesondere da lediglich zehn saisonale Zyklen simuliert wurden. Vor allem bei langen Brücken mit niedrigen Widerlagern (und entsprechend ausgeprägten Fußpunktverschiebungen) wurden Defizite festgestellt.
- Für lange Integralbrücken mit niedrigen Widerlagern (z. B. $H = 3$ m) werden daher zusätzliche BBI-Untersuchungen empfohlen, vgl. auch die Vorgaben und Empfehlung in PD6694-1 [12]. Dadurch kann ein sicherer als auch wirtschaftlicher Spannungsverlauf für die Bemessung der Brücke gewährleistet werden. Dies gilt insbesondere auch bei keilförmigen Hinterfüllungen, aufgrund der deutlichen Unterschiede in der Verteilung und Entwicklung der horizontalen Spannungen, die zwischen den Hinterfüllungskonzepten beobachtet wurden.
- Für die Bemessung in der Praxis erscheint es (trotz größerer Unterschiede bei der Spannungs-

verteilung) ausreichend und sicher die analytischen Ansätze nach RVS bzw. Vogt (W-S) auch für alle anderen untersuchten eisenbahnspezifischen Hinterfüllungen (mit Keilform bzw. Schleppplatte) zu wählen. Dies gilt zumindest für flach gegründete Widerlager mit Höhen von $H = 5 - 8$ m, während bei längeren Integralbrücken mit geringen Widerlagerhöhen numerische BBI-Analysen durchgeführt werden sollten, vgl. Absatz oben. Die Empfehlung begründet sich mit den in diesen Studien ermittelten vergleichbaren Erddruckkräften K_{mob} und Biegebeanspruchungen $M_{\text{max}} / M_{\text{min}}$ des Widerlagers.

- Bei Brückenlängen ab $L \geq 25$ m kann es bei einer Hinterfüllung mit QBV-Keil im Winterzustand zu einem Ablöseverhalten, d. h. Kontaktverlust zwischen Widerlager und Keil kommen. Für diesen Fall sollte bei der Bemessung im Winterzustand kein seitlicher Erddruck am Widerlager angesetzt werden.
- Die Verwendung enggestufter Feinsande in numerischen oder experimentellen Untersuchungen zur zyklischen BBI von integralen (Eisenbahn-)Brücken kann zu einer Unterschätzung der zyklischen horizontalen Erddrücke führen. Zukünftige numerische und experimentelle Studien sollten daher repräsentative Hinterfüllungsmaterialien berücksichtigen (im Falle von Eisenbahnbrücken weitgestuftes und hochverdichtetes Material).

Die oben aufgeführten Punkte werden im Zuge der laufenden Fortschreibung der Ril 804.4501 [1] berücksichtigt.

5 Literatur

- [1] Richtlinie 804.4501: *Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten - Integrale und semi-integrale Bauweise*, DB Netz AG, Frankfurt am Main, 2021
- [2] Stastny, A.: *Cyclic Soil-Structure Interaction of Integral Railway Bridges*, Dissertation, Technische Universität Graz, Graz, 2025
- [3] England, G., Tsang, N. und Bush, D.: *Integral bridges: a fundamental approach to the time-temperature loading problem*, Telford, London (UK), 2000
- [4] Lehane, B.: *Lateral soil stiffness adjacent to deep integral bridge abutments*, Géotechnique 61, 2011
- [5] Banks, J., and Bloodworth, A.: *Lateral stress profiles on integral bridge abutments*, Proc. Institution Civ. Eng. - Bridge Eng. 171, 2018
- [6] Havinga, M., Tschuchnigg, F., Marte, R. und Schweiger, H.: *Small scale experiments and numerical analysis of integral bridge abutments*, Proc. ICSMGE, 2017
- [7] Tue, N. V., Della Pietra, R., Mayer, M.: *Integralbrücken – Tragverhalten und Anregungen zur Bemessung einschließlich Integralisierung von Bestandsbrücken*, Beton-Kalender 2021, Ernst & Sohn, 2021
- [8] Stastny, A., Stein, R., Tschuchnigg, F.: *Integral railway bridges with different transition zone designs*, Transportation Geotechnics, 51(11): 101509, 2025
- [9] Vogt, N.: *Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand*, Dissertation, Universität Stuttgart, 1984
- [10] RE-ING: *Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten*, BMV, Bergisch Gladbach, 2025
- [11] RVS 15.02.12: *Bemessung und Ausführung von Integralen Brücken*, FSV, Wien, 2018
- [12] PD 6694-1: *Recommendations for the design of structures subject to traffic loading to BS EN 1997-1:2004*, BSI, London (UK), 2020
- [13] Richtlinie 836.4106: *Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten - Übergänge zwischen Erd- und Kunstbauwerken*, DB Netz AG, Frankfurt am Main, 2018
- [14] Stastny, A., Knittel, L., Meier, T., Tschuchnigg, F.: *Experimental determination of hypoplastic parameters and cyclic numerical analysis for railway bridge backfills*, Acta Geotechnica. 19(10), 2024
- [15] Stastny, A., Medicus, G., Galavi, V., Tafil, M., Tschuchnigg, F.: *Evaluation of advanced soil models for the cyclic soil-structure interaction of integral bridges*, Acta Geotechnica, 20(9), 2025

- [16] Benz, T.: *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2007
- [17] Galavi, V.: *DeltaSand: A state dependent double hardening elasto-plastic model for sand: Formulation and validation*, Computers and Geotechnics, 129, p. 103844, 2021
- [18] Liu, H., Abell, J., Diambra, A., and Pisanò, F.: *Modelling the cyclic ratcheting of sands through memory-enhanced bounding surface plasticity*, Géotechnique, 69(9), 2019
- [19] Niemunis, A. and Herle, I.: *Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range*, Mechanics of Cohesive-frictional Materials, 2(4), 1997
- [20] Fuentes, W., Wichtmann, T., Gil, M., and Lascarro, C.: *ISA-Hypoplasticity accounting for cyclic mobility effects for liquefaction analysis*, Acta Geotechnica, 15(6), 2020
- [21] Bentley Systems: *Plaxis connect edition V23.2 manual*, Bentley Systems, Exton (USA), 2023
- [22] Stastny, A., Tschuchnigg, F.: *Numerical studies on the use of zero thickness interfaces in cyclic soil structure interaction analysis*, 10th NUMGE, Imperial College London, 2023
- [23] Stastny, A., Emera, A., Galavi, V., Tschuchnigg, F.: *Cyclic soil-structure interaction of integral railway bridges*, Frontiers in built environment, 11, 2025
- [24] Wichtmann, T., and Triantafyllidis, T.: *An experimental database for the development, calibration and verification of constitutive models for sand with focus to cyclic loading: part i—tests with monotonic loading and stress cycles*, Acta Geotechnica, 11, 2016
- [25] DIN EN 1992-2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, DIN, Berlin, 2010
- [26] Szczyrba, S.: *Setzungsarme Bauweisen im Hinterfüllbereich von Brückenwiderlagern*, Dissertation, TU Bergakademie Freiberg, 2013
- [27] Della Pietra, R., Oberwalder, S., Tue, N. V.: *Wesentliche Aspekte bei der Planung integrierender Brücken*, Beton- und Stahlbetonbau, 119(9), 2019

Lokale Lasteinleitung bei unbewehrten Wasserbauwerken: Simulationsensembles mit 3D-Materialverteilung

Sophie Rüd

Bundesanstalt für Wasserbau, Deutschland

KURZFASSUNG:

Bei der Nachrechnung bestehender, massiver Wasserbauwerke ergibt sich die Herausforderung, die lokale Krafteinleitung in unbewehrte Bauteilbereiche, wie z. B. Nischen oder Konsolen, rechnerisch nachzuweisen. Da die Zugfestigkeit von Beton nach aktuellen Regelwerken nicht angesetzt wird, ist der Tragfähigkeitsnachweis häufig nicht möglich. Ziel des Forschungsvorhabens ist eine eurocodekonforme Nachweiskonzeption für unbewehrte Bauteile unter Teilflächenbelastung. Grundlage sind die hier vorgestellten nichtlinearen numerischen Untersuchungen unter Berücksichtigung der Verteilung der Stoffeigenschaften mit einem realistischen Materialverhalten und der Möglichkeit zur Lastumverteilung im massiven Bauteil. Die Simulationen bilden (räumliche) Variationen von Verteilungsfeldern der Materialkennwerte ab. Aus Ensemble-Berechnungen werden die Quantilwerte ihrer Versagenskennwerte für eine Metamodellierung über den Designraum abgeleitet. Diese zielt für spezifische Bemessungsgrenzen, wie beispielsweise für Geometrie- und Festigkeitsbereiche, auf eine einfach anwendbare Bewertungsmatrix ab.

1 Einleitung

In Deutschland befinden sich derzeit rund 700 Wehranlagen und Schleusen im Bauwerksportfolio der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV), von denen fast 200 Bauwerke über 100 Jahre und etwa 300 zwischen 50 und 100 Jahre alt sind. Häufig ist ihre Tragfähigkeit in Teilbereichen wie (Revisionsverschluss-) Nischen etc. nach gültigen Regelwerken nicht direkt nachweisbar, da bei Teilflächenlast Zugspannungen entstehen [1], aber betonseitig in dieser Bemessungssituation keine Zugfestigkeit anzusetzen ist. Die auftretenden Zugkräfte werden in Neubauten beispielsweise über Rückhängebewehrung aufgenommen. Allerdings ist diese teilweise auch in neueren Bauwerken der letzten 20 bis 30 Jahren nicht ausreichend dimensioniert. Für den Großteil des historischen Bestandes der Wasserbauwerke in Deutschland, insbesondere Bauwerke mit niedrigfestem Stampfbeton, ist eine solche Bemessung weder ursprünglich erfolgt, noch ist ihre Tragfähigkeit nach aktuellem Regelwerk formal nachweisbar. Diese Last muss von den Nischen dennoch zuverlässig aufgenommen werden können.

1.1 Ziele

Ziel des BAW Forschungsprojektes ist die Herleitung eines Nachweis- und Sicherheitsformats für die Bemessung unbewehrter Bauteile unter Teilflächenbelastung mit Fokus auf niedrigfestem Stampfbeton. Das Bemessungsmodell soll sich am BAW-Merkblatt „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Wasserbauwerke (TbW)“ [2] orientieren und in dessen Überarbeitung einfließen. Die Bewertungsstufen des TbW spiegeln eine steigende Genauigkeit und Komplexität sowie eine daraus folgende Erschließung möglicher Tragfähigkeitsreserven wider. In den Berechnungen der ersten beiden Stufen werden Materialkennwerte entweder gemäß dem relevanten Material oder der Bauperiode (Stufe A) eingesetzt oder aus Messkampagnen (Stufe B) ermittelt. Stufe C ermöglicht den Einsatz probabilistischer Methoden und nichtlinearer FE-Simulationen, um das inhomogene Materialverhalten möglichst realistisch abzubilden. Die Vorgehensweise im vorliegenden Forschungsprojekt entspricht diesem Level, jedoch mit dem Ziel eine allgemeinere Anwendbarkeit für die Stufen A und B des TbW zu erreichen.

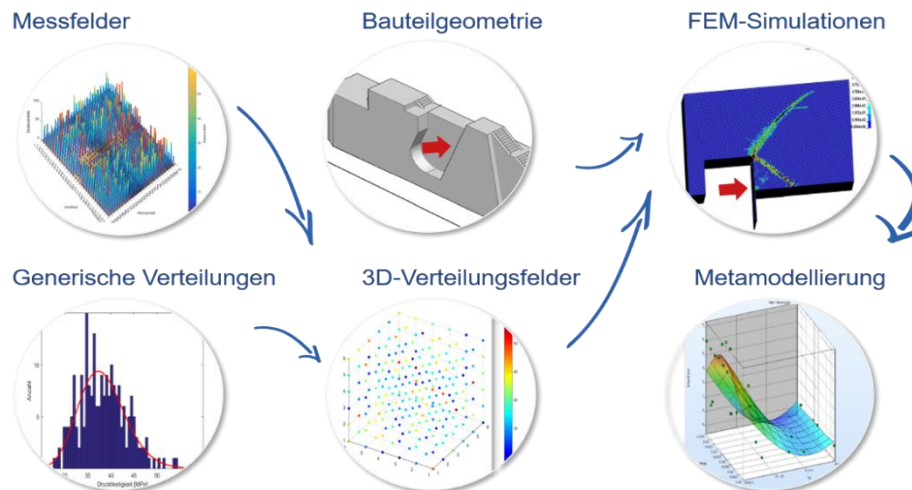


Abbildung 1 Übersicht der Vorgehensweise, nach [3]

1.2 Projektübersicht

Die Nachrechnung massiver Wasserbauwerke aus Beton, Stahlbeton oder Mauerwerk beruht materialseitig im Allgemeinen auf der homogenen Anwendung von vereinfachenden Annahmen sowie eines reduzierten Stoffgesetzes. Hierbei finden sich die Variation der Zusammensetzung, Verarbeitung und Durchmischung der Baustoffe im semi-probabilistischen Sicherheitskonzept des Eurocode im 5%-Quantil-Ansatz der charakteristischen Materialkennwerte und dem Teilsicherheitsbeiwert wieder. Die normative Vernachlässigung der Zugfestigkeit bei Biegung trägt den Streuungen des Materials ebenfalls Rechnung, insbesondere aufgrund ihrer räumlichen Verteilung. Das vorliegende Projekt setzt daher bei der probabilistischen Betrachtung der räumlichen Materialkennwertverteilung an. In Abbildung 1 ist die Vorgehensweise dargestellt: Basierend auf Messreihen und Literaturrecherchen werden generische Verteilungen in 3D-Verteilungsfelder passend zu den Element-/ Bereichsanordnungen (Parts) der untersuchten Bauteilgeometrie erstellt und in FE-Simulationen belastet. Jedes Einzelszenario besteht aus Ensembles verschiedener räumlicher Anordnung derselben Materialverteilung, die dann bezüglich Versagenskennwerten ausgewertet und in Quantilwerte zusammengefasst werden. Diese Quantilwerte liefern die Basis für die Metamodellierung und daraus resultierend die angestrebten Grenzwerte für die TbW Stufe A.

2 Datenbasis Messungen

2.1 Grundannahmen & Literatur

Fokus der Untersuchungen sind der Verteilungstyp und die räumliche Verteilung niedrigfester Betone und insbesondere die Überprüfung einer Autokorrelation der Materialkennwerte in und über die horizontalen Schichten hinweg, die dem Herstellungsprozess von Stampfbeton zugrunde liegen. Hierbei wird der Beton lagenweise eingebracht und verdichtet, sodass ein über die Lagen wiederkehrendes Verlaufsmuster der Druckfestigkeit annehmbar ist. Am Bauwerk sind diese Druckfestigkeiten über Rückprallhammermessungen zwar nicht direkt bestimmbar, stehen jedoch in Korrelation zu ihnen, sodass sie nach einer Kalibration zur Bestimmung eingesetzt werden können [4] oder als flächige Messung einen Einblick in die Verteilung bieten [5].

2.2 Rückprall-Hammer Tests

Um realistische Verteilungsfelder der Festigkeit von Stampfbeton zu erhalten, wurden Messreihen per Rückprallhammer an zwei Wasserbauwerken und einer Probewand der BAW [6] durchgeführt und analysiert [7]. Die Messbereiche wurden auf ihre Gesamtverteilung sowie Korrelationslängen hin ausgewertet, mit Augenmerk auf Schichtaufbau und -verlauf in horizontaler und vertikaler Richtung. Die Annahme einer Lognormalverteilung für die Messbereiche konnte teils gestützt werden und im Fall der Probenwand konnte zudem der horizontale Mittelwertsverlauf den Lagen aus der Erstellungsdocumentation zugeordnet werden. Hierauf

basierend wurde eine Schichtungsmodellierung vorgeschlagen, allerdings aufgrund geringer bis fehlender Korrelationslängen bei den Bauwerksmessungen nur als Erweiterung zu einer räumlich unabhängigen Implementierung.

2.3 Normenlage versus Bestand

Im EC 2 [1] wird für die Druckfestigkeit von Beton von einer Lognormalverteilung ausgegangen, deren 5% Quantil die charakteristische Druckfestigkeit angibt und deren Mittelwert 8 N/mm² oberhalb der charakteristischen Druckfestigkeit liegt. Durch die Vorgabe dieses Zusammenhangs ist die Standardabweichung nach Norm von der Druckfestigkeit abhängig, siehe Abbildung 2. Allerdings zeigte [8] auf, dass die Standardabweichung für unsere Bauwerke deutlich streut. Aus der Tätigkeit des Referats Baustoffe der BAW besteht eine Datengrundlage zu Betonfestigkeitsprüfungen an Bauwerksbereichen der WSV aus den Jahren 1976 bis 2019. Sie ermöglicht Rückschlüsse bezüglich der Stichproben pro Bauwerksbereich sowie über Bauwerke und Bauwerkstypen hinweg. Für das vorliegende Projekt werden die bereichsweisen Mittelwerte und Standardabweichungen pro untersuchte Druckfestigkeit verwendet, siehe Abbildung 2. Die Standardabweichung unterscheidet sich am deutlichsten für die mittleren Druckfestigkeiten 13 und 28 N/mm². Erstere weist im Gegensatz zu den höheren Druckfestigkeitsbereichen nach den Bestandsproben eine kleinere mittlere Standardabweichung als nach Norm auf. Im Projekt wird für diese Druckfestigkeit mit knapp 10 N/mm² eine weitere höhere Standardabweichung berücksichtigt.

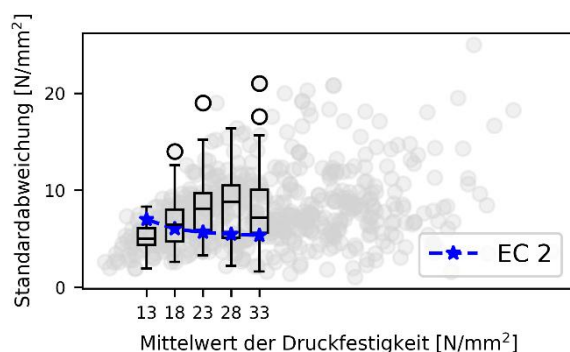


Abbildung 2 Standardabweichungen über Druckfestigkeitsmittelwerte der BAW-Bauwerksdatenbank. Bereichsweiser Vergleich zum EC 2.

2.4 Einschränkungen und Einordnung

Die Daten der Rückprallhammermessungen sind punktuelle Daten und ermöglichen nur begrenzt eine Extrapolation auf den Bauwerksbestand, daher werden Schichtungsanordnungen als Vergleichsberechnungen in den Voruntersuchungs- sowie Hauptsimulationen eingesetzt.

Auch die bohrkernbasierten Daten der Bauwerkstabelle stellen zeitliche Momentaufnahmen für einen Bauteilbereich dar und die Bereichswerte wurden in dieser Auswertung nicht gewichtet, weder nach Bauwerk, Stichprobenumfang noch Wasserstraßenklasse. Eine dezidierte Berücksichtigung von nichtprüfbaren Anteilen der Bohrkerne fand nicht statt. Diese können in Abhängigkeit zur Bohrkernentnahme stehen und werden aktuell auch in der Nachrechnung nicht miteinbezogen.

2.5 Verteilungsgeneration

Die räumliche Verteilung der Materialeigenschaften kann maßgebend für die rechnerische Tragfähigkeit sein. Die Auswahl, Umsetzung und Anordnung der Verteilungsfunktionen und -parameter stellen somit einen Schwerpunkt des Forschungsprojektes dar. Umgesetzt ist einerseits eine nachbarunabhängige Zufallsverteilung, die elementweise bzw. pro Part Materialeigenschaften zuweist und andererseits eine horizontal nachbarunabhängige Zufallsverteilung pro Schicht. Hierbei wird ein vertikaler Verlauf der Grundgesamtheit exklusive eines einstellbaren Anteils an Extremwertanteilen zugrunde gelegt. Die Kombinationen aus räumlicher Zuweisung und Material in erneuter, zufälliger Variation stellen Ensembles pro Materialverteilung dar. Die Erstellung dieser Ensembles als Eingabedateien für die LS-DYNA-Berechnungen ist in Python zur Reproduzierbarkeit mit spezifischen Randomseeds je Verteilungsrealisierung und zugehöriger Namensreihe automatisiert.

3 Modellierung

3.1 Materialmodell

Das verwendete Materialmodell Mat_159 [9] ermöglicht eine plausible Abbildung der Schädigung und des Versagens von unbewehrtem Beton. Anhand von Einzelement- und Zylindertests wurde die Erweiterung des ursprünglichen Einsatzbereichs

durch Transformation der Eingabewerte validiert [7, 9, 10].

3.2 Voruntersuchungen

Vorbereitende Sensitivitätsuntersuchungen umfassen FE-Simulationen für Biegebalken als Abgleich mit analytischer Lösung und vereinfachte Bauteilausschnitte einer Revisionsnische. Diese werden als Demonstratorprojekte für die Vorgehensweise und Softwaremöglichkeiten verwendet, um Modellierungsvarianten und Simulationseinstellungen, wie Dämpfung, Lasteinleitung und Kontakte zu testen. Hinzukommen Ensembleeinstellungen mit virtuellen Sensoren, Skalierung, Parametrisierung, etc.. Untersuchungsziele waren die Einflussstärke der Verteilungsparameter und der Schichtungsparameter, sowie Tests zur Versagenstyp(re-)produzierbarkeit [7].

3.3 Gesamtmodell und Designraum

3.3.1 Bauteilmodellierung

Die Konstruktion der Revisionsverschlüsse ist im Bauwerksbestand sehr individuell, sodass Annahmen und Variantenuntersuchungen nicht nur über die Nischentiefe, sondern auch über die Position und Breite der Lasteinleitung notwendig sind. Auch ein Kantenschutz ist nicht immer vorhanden, könnte allerdings als Auflage ohne große bauliche Maßnahme nachgefordert werden. Aufgrund der unterschiedlichen Ausprägungen des Kantenschutzes wird dieser mit einer Wandstärke von 12 mm angenommen und einem kraftbegrenzten Kontakt zur Betonoberfläche als Befestigung umgesetzt. Die Höhe des zu untersuchenden Nischenausschnitts bildet mit einem Meter 20 übereinanderliegenden Materialbereiche und für die Schichtmodellierung zwei Betonierlagen ab. Abbildung 3 zeigt über die Grauskala die Druckfestigkeit für eine solche Schichtung. Die horizontalen Abmessungen sind entsprechend groß gewählt, um den Einfluss der Festigkeitsvariation und möglicher Lastumleitung im Schädigungsbereich abzubilden. Sie sind so festgelegt, dass sowohl eine Beschleunigung des Rissfortschritts bei Einriss noch im Variationsbereich liegt, als auch eine homogene Einfassung den Einfluss der Randbedingungen auf die lasteinleitungsbedingte Schädigung unterbindet.

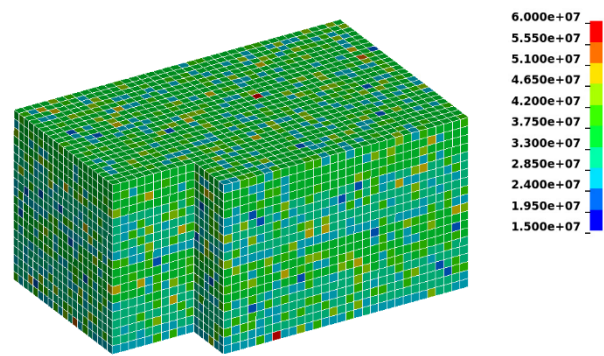


Abbildung 3 Gesamtmodell mit Druckfestigkeitsverteilung bei Schichtanordnung

3.3.2 Designraum

Die variierten Parameter betreffen die Nischengeometrie, Lasteinleitung sowie die charakteristische Druckfestigkeit und ihre Verteilungsparameter (in Normanlehnung oder bestandsbasiert generierte Grundgesamtheiten), siehe Tabelle 1. Der Stichprobenumfang der meisten Ensembles beträgt $n = 30$, in Einzelfällen $n = 50$. Zudem ergeben die Verteilungsrealisierungen an einigen Designpunkten je nach Sichtweise 2 bis 5 Ensembles mit typischen Stichprobenumfang oder ein Ensemble mit 60 bis 150 Einzelwerten.

Tabelle 1: Designraum

Parameter	Ausprägungen / Anzahl Designpunkte (DP)
Tiefe der Nische t_N [m]	0,2 - 0,3 - 0,4
Position der Lasteinleitung [-]	mittig - nicht mittig
Lasteinleitungsbreite [-]	Standard: 0,25 t_N Variante: 0,5 t_N (~ 10 DP)
Z-Position [m]	Standard: 5 Varianten: 1, 10 (wenige DP)
Verteilungsbasis [-]	Standardabweichung
Char. Druckfestigkeit [N/mm ²]	5 - 10 - 15 - 20 - 25
Verteilungsrealisierungen [-]	Bis zu 4 Varianten
Schichtung [-]	Standard: ohne Variante: mit (wenige DP)

3.3.3 Umsetzung der Parametrisierung

Um ein durchgängiges Schema in zu LS-DYNA zugehörigen Optimierungssoftware LS-Opt mit einem

Haupteingabe samt Inkludestruktur über alle Parameteruntersuchungen einsetzen zu können, basieren Simulationseinstellungen wie z.B. Abbruchkriterien auf Kraftverläufen bzw. der Anzahl ausfallender Elemente und die Lastskalierung auf der Druckfestigkeit. Geometrieänderungen sind bauteilseitig durch die Einbindung der Elemente im Inkludedefile der Materialvariation realisiert und lastseitig durch die Translation samt Skalierung des Starrkörpers und der Lastkontaktelemente. Ihre Anbindung und die Erstellung der zugehörigen Auswertungselementsets als modulare Auswertebereiche (Abmessungen fix und als Funktion der Nischentiefe) erfolgt über skalierte Boxen. Die Position des Bauteilausschnitts variiert über die Höhe der Auflast durch die darüberliegenden Betonschichten.

4 Ergebnisraum

4.1 Untersuchungsziele

Zur Auswertung in Python werden Ausgabedateien aus LS-DYNA bzw. LS-Opt aufbereitet und mit aggregierten bzw. abgeleiteten Kennwerten mit Sample- und Designraumzuordnungen zusammengefasst. Auf dieser Basis erfolgen die Festlegungen zu den Versagenskriterien und die damit durchgeführten Verteilungsuntersuchen.

Im Fokus der Untersuchung stehen der Einfluss der Designparameter zur Ableitung des Metamodells sowie der Einfluss der Verteilungsparameter und der Schichtung zur Beurteilung der Robustheit der Ergebnisse gegenüber der Bandbreite der gemessenen Bauwerksstreuungen. Der Einfluss der Verteilungsrealisierungen ist ein zusätzlicher Untersuchungspunkt, um die Robustheit bzw. die Unsicherheiten der Vorgehensweise zu überprüfen und zu quantifizieren [11].

4.2 Versagenskriterien

Im Gegensatz zu eindeutigeren Versagenskriterien, wie bei Materialprobenversuchen, erfordert die Definition des Bauteilversagens der (Revisionsverschluss-) Nische eine Abwägung zwischen Funktionserfüllung und Schadensrobustheit. Per se sind lokal begrenzte Schädigungsbilder wie Einrisse, Abplatzungen und Abscherungen zwar typisch für Teilflächenlasten. Als kleinere Ausbrüche und einzelne (Ein-) Risse im Kantenbereich sind solche Schäden im Bauwerksbestand verbreitet. Allerdings

treten diese Schädigungsbilder auch an anderen Bauwerksbereiche ohne eine solche Lastsituation auf. Relevanter ist folglich der Schwellwert, ab dem sich der Rissfortschritt initiiert bzw. beschleunigt oder eine Abscherung im Lasteinleitungsbereich einsetzt. Dabei kann nicht von einem Versagen mit klarem Vorankündigungsverhalten ausgegangen werden, da die Versagensverläufe sowohl für Teilflächenbelastung per se als auch im Simulationsverlauf sprunghaftes Versagen abbilden können, siehe Abbildung 4.

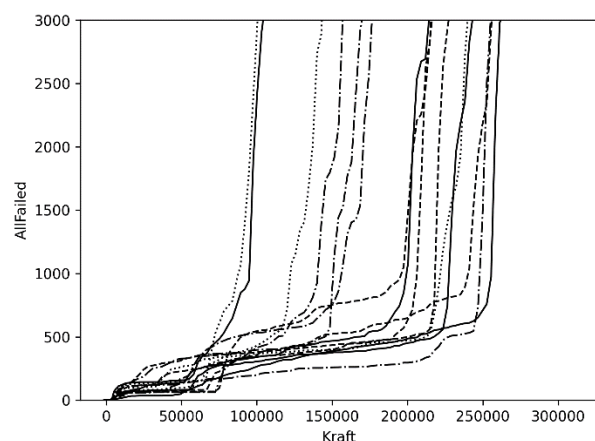


Abbildung 4 Verläufe der Gesamtanzahl aller versagender Elemente der charakteristischen Druckfestigkeit 5 N/mm²

Zudem kann keine direkte Grenze irrelevanter Schädigung/ Ausfallvolumens definiert werden. Einerseits können die Schädigungen als Vorstufen des Tragfähigkeitsversagens angesehen werden, andererseits durch Dichtigkeitsverluste aber auch selbst zum eigentlichen Funktionsverlust führen. Es kann daher auch als Versagen angesehen werden, wenn der Lasteinleitungsbereich mehrheitlich versagt ohne bzw. bevor die restliche Abscherung eintritt. Ebenfalls ist ein Einriss in das Bauwerk, der eine größere Änderung im Tragfähigkeitsverhalten des Gesamttragwerks nach sich zieht bzw. je nach Verschlusskonstruktion Wasser führen könnte, als Versagen zu werten. Als mögliche Versagenskriterien wird das Erreichen definierter Schwellwerte betrachtet, z. B. x gesamtversagende Elemente bei AllFailed _{x} , Überschreitung von x versagenden Elementen in einem Bereich von y Tiefe Abscherstart _{x} oder Zeitpunkte einer Änderungsrate wie $\text{EnergIn}_{\text{Instab}}$ sowie die Überschreitung bestimmter Bereiche wie Einriss größer x cm bei Start_EinrissOut _{x} . Als Beispiel ist in Abbildung 5 die Darstellung dieser

Schwellwerte über den Verlauf der ausfallenden Elemente für Beispiele der verschiedenen Druckfestigkeiten dargestellt. Für niedrigere als auch höhere Versagenskräfte sind sowohl Verläufe mit signifikanten Elementausfallsteigerungen, entsprechend einem sprunghaften Versagen, als auch langsam oder in Stufen steigende Elementausfallverläufe festzustellen. Die in Abbildung 5 markierten Schwellwerten zeigen anhand ihrer Position im Kurvenverlauf und den Abständen zwischen ihnen die Eignung beziehungsweise Nachteile der Schwellwerte als Einzelindikatoren auf. Fehlende Abbildungen entsprechen hierbei einem Nichterreichen des Schwellwerts, z. B. falls bei einem Einriss so wenig Abscherung auftritt, dass die Grenzen nicht überschritten werden. Aus den Schwellwerten sowie ihrer Kombination mit den Änderungsraten der Gesamtausfall- und Energieumsatzverläufe, folgt ein stichprobenbasierter Abgleich mit den visuellen Versagensbildern. Eine visuelle Prüfung der Simulationen per Stichproben und einer automatisierten Zusammenfassung der Darstellungen Damage/Deleted pro Zeitschritt bestätigen die in Voruntersuchen bereits erfasste Abbildung der unterschiedlichen Versagenstypen. Allerdings ist keine direkte Zuordnung der Verlaufsform der versagenden Elemente, des Energieumsatzes und der Kraft möglich. Die Einteilung, welches Kriterium für eine kombinierte Wertung maßgebend wird, ist unter anderem für die Erstellung eines Sicherheitskonzepts relevant: Wie bei Druckfestigkeitsprüfungen wird

jedes Ensemble als Stichprobe einer Verteilung angenommen, für die zunächst der Verteilungstyp festzulegen ist. Durch die unterschiedlichen Versagensarten und den Einfluss der räumlichen Anordnung ist der Verteilungstyp nicht notwendigerweise derselbe wie die zugrundeliegende Materialverteilung. Mit diesem Verteilungstyp ist unter Berücksichtigung eines gewissen Konfidenzintervalls und dem Stichprobenumfang ein 5 % Quantilwert als charakteristischer Wert abzuleiten. Das Konfidenzintervall berücksichtigt die Stichprobenvariation gegenüber der Grundgesamtheit und ist im EC [12] für die Normalverteilung und die Lognormalverteilung durch Fraktalfaktoren k_n vorgegeben. Je nachdem ob die Verteilungen als Einzel- oder Gruppenergebnisse mit Kombinations- bzw. Minimalwert behandelt werden, beeinflussen die unterschiedlichen Streuungen und Stichprobenumfängen der Verteilungen den Quantilwert deutlich.

5 Beispiele der Ensembleergebnisse

Als Beispiel für ein Versagenskriterium wird im Folgenden der Minimalwert „Kombitest“ aus den Versagenskriterien AllFailed₄₀₀, Start_EinrissOut25, Abscherstart15₁₅₀ vorgestellt. Dabei ergaben Verteilungstests wie der Shapiro-Wilk-Test und der Anderson-Darling-Test circa 50 bis 60 % Akzeptanz für eine Lognormalverteilung, aber auch für eine Normverteilung, sodass weitere Untersuchungen zur Festlegung der charakteristischen Werte

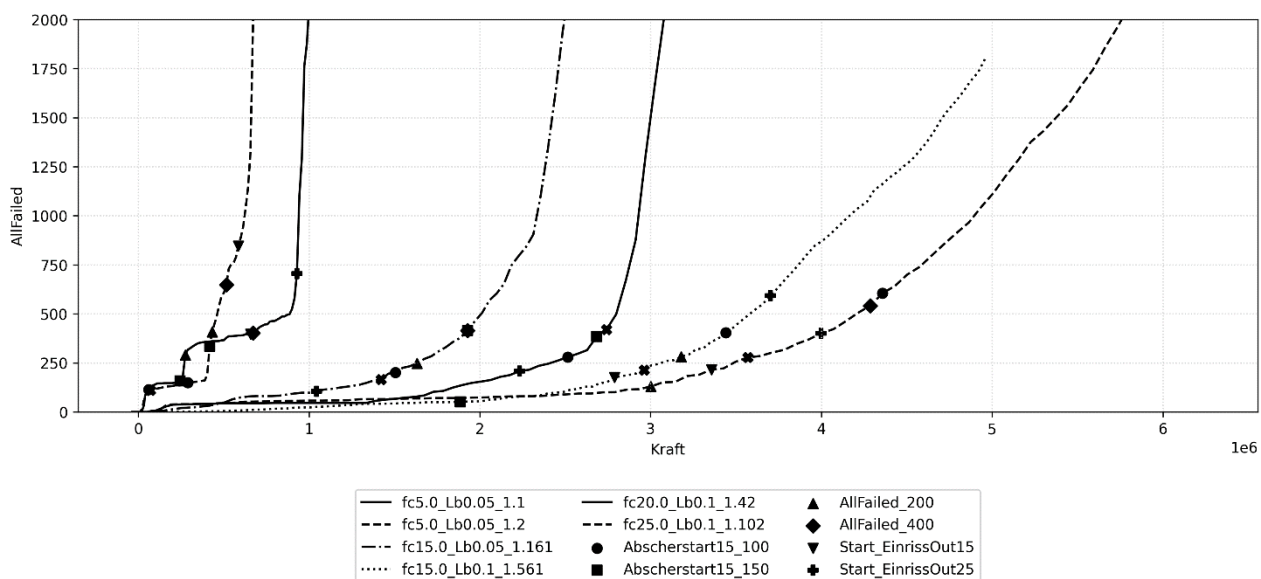


Abbildung 5 Beispiel möglicher Versagenskriterien über den Verlauf der ausfallenden Elemente und Energieumsatz

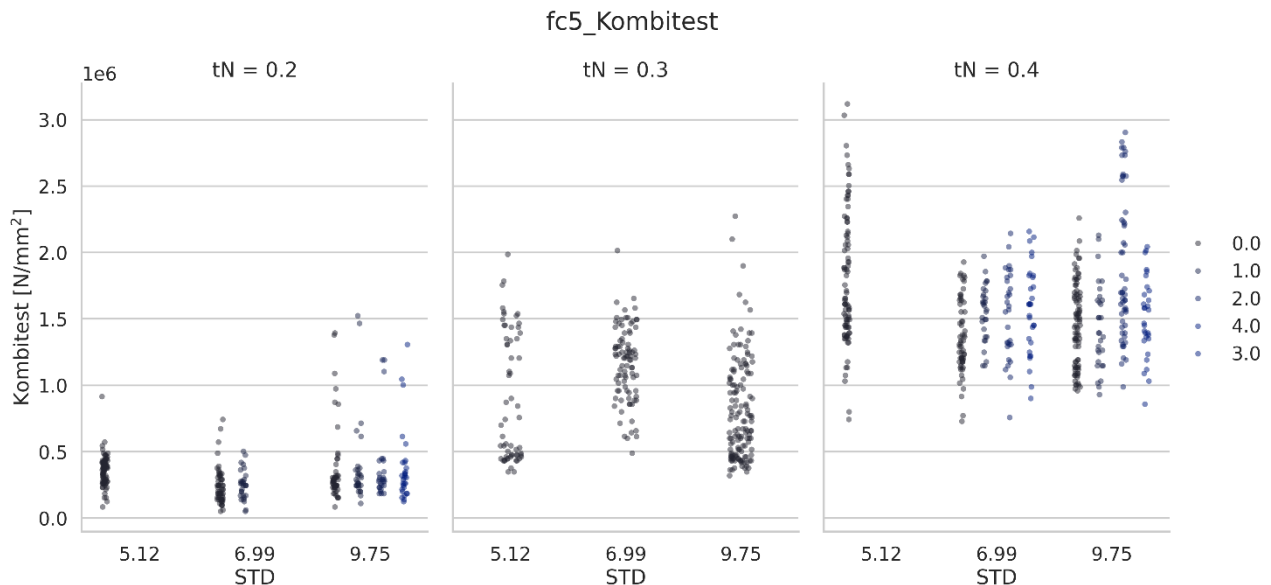


Abbildung 6 Ergebnisse des Kombitests der unterschiedlichen Verteilungsrealisierungen an einem Designpunkt über die Standardabweichung der Verteilungserzeugung für die charakteristische Druckfestigkeit 5 N/mm² bei gleicher Lasteinleitungsart

notwendig sind. Erste Tests umfassen eine Auftrennung der Werte nach maßgebendem Versagenskriterium und eine Auftrennung des Kombinationswerts in Clusterbereiche. Da der Auswahlprozess noch nicht abgeschlossen ist, werden im Folgenden nicht Beispiele der Trends für die Quantilwerte, sondern für die Simulationsensembles betrachtet. Über die Designparameter aus charakteristischer Druckfestigkeit und Nischengeometrie lassen sich klare Trends und Einflussstärken feststellen, siehe Abbildung 6. Erwartungsgemäß steigt die aufnehmbare Last mit der charakteristischen Druckfestigkeit und der Nischentiefe bei gleicher Lasteinleitungsart aus Position und Breite. Die geringere Streuung in den höheren Druckfestigkeiten ist hierbei allerdings

auch dem geringeren Stichprobenumfang anzurechnen, da die Verteilungsvariationen an den niedrigeren Druckfestigkeiten untersucht werden. Zusätzlich liegt auch die Bandbreite der Ergebnisse über die Variation der Standardabweichung pro Druckfestigkeit für die meisten Designpunkte im gleichen Bereich wie über die Variation der Verteilungsrealisierung, siehe Abbildung 6 und Abbildung 7. Für die angestrebte Einordnung über die charakteristische Druckfestigkeit seitens der Materialkennwerte bedeutet dies eine geringere Abhängigkeit bezüglich der spezifischen Standardabweichung des Bauwerks, sodass eine Anwendung bereits in der mesungslosen Stufe A des TbW erwartet werden kann.

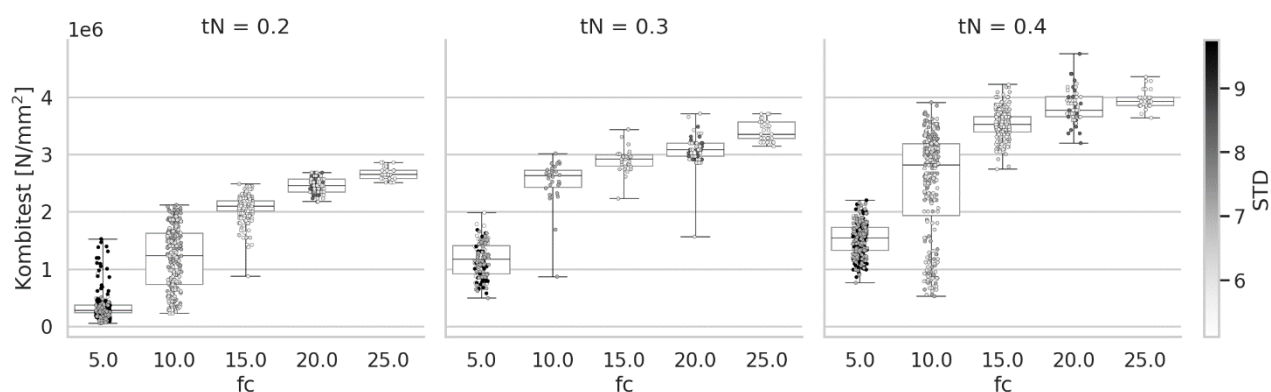


Abbildung 6 Übersicht der Kombitestergebnisse je Nischentiefe t_N über die Druckfestigkeit f_c bei gleicher Lasteinleitungsart (Position Mitte und 0,5 relative Breite zur Nischentiefe) mit Graustufenskala der Standardabweichungen ohne Unterscheidung der Verteilungsrealisierung und ohne Schichtung

6 Zusammenfassung

Dieser Beitrag skizziert simulationsbasierte Untersuchungen zum Einfluss der räumlichen Verteilung von Materialeigenschaften für unbewehrte Betonbauteile bestehender massiver Wasserbauwerke unter Teilflächenbelastung am Beispiel von Revisionsverschlussnischen. Die vorausgehenden Projektschritte zur Festlegung und Erstellung der Materialverteilungsfelder werden zusammengefasst sowie die Modellierung für die automatisierten Simulationen mit Python, LS-DYNA und LS-Opt vorgestellt. Für Ensembles verschiedener Designpunkte aus Parametern wie der charakteristischer Druckfestigkeiten und der Nischen- / Verschlussgeometrie werden Versagenskriterien (-kombinationen) hinsichtlich ihrer Eignung als Versagenskennwert untersucht. Diese werden auf ihre Sensitivität bezüglich Auflast, Lasteinleitung sowie ihrer Robustheit und Reproduzierbarkeit gegenüber der Verteilungsrealisierung und Verteilungsparameter betrachtet. Die Ergebnisse zeigen einen geringeren Einfluss der Verteilungsrealisierung und der Standardabweichung gegenüber der charakteristischen Druckfestigkeit und den geometrischen Randbedingungen. Dies bestätigt die Möglichkeit, diese beprobungslosen Kriterien als maßgebliche Bestimmungsgrößen für die Nachweiseinordnung in den Stufen A und B des TbW einzusetzen. Die Erarbeitung dieses Nachweiskonzepts ist aktuell in Arbeit.

7 Literatur

- [1] Eurocode 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauteilen*. 2011. 6.7 Teilflächenbelastung
- [2] BAW-Merkblätter und -Richtlinien: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender, massiver Wasserbauwerke (TbW)*. Referat Massivbau der BAW, 2016.
- [3] Geschäftsbericht der BAW 2020. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau (BAWGeschäftsbericht).
- [4] DIN EN 13791/A20:2020-02: *Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bauwerken und in Bauwerksteilen*
- [5] Borosnyói, A.: *NDT assessment of existing concrete structures: spatial analysis of rebound hammer results recorded in-situ*, Budapest University of Technology and Economics, Hungary, 2015.
- [6] Bundesanstalt für Wasserbau (2016): FuE-Abschlussbericht *Instandsetzungssysteme für alte Wasserbauwerke* (BAW-FuE-Abschlussbericht, B3951.03.04.10127)
- [7] Rüd, S.; Müller, H.; Fleischer, H.; Stephan, C. (2023): *Development of a verification procedure of partial loading on existing solid hydraulic structures - probabilistic assessment for 3D material variations*. In: Proceedings of PIANC Smart Rivers 2022. Lecture Notes in Civil Engineering 264. Singapore: Springer. S. 372-383. <https://doi.org/10.1007/978-981-19-6138-33>.
- [8] Spörel, FF. (2018): *Assessment of the in situ compressive and tensile strength of existing massive hydraulic structures*. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting (ICCRRR 2018)
- [9] Rüd, S.: Nachweiskonzeption: *Unbewehrte Bauteile unter Teilflächenbelastung*. In: Tagungsband zur Veranstaltung Erhaltung von Wehranlagen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 39-44.
- [10] FHWA 2007: *Users Manual for LS-DYNA Concrete, Material Model 159*, Publication No. FHWA-HRT-05-062, 2007, U.S. Department of Transportation <https://highways.dot.gov/media/5936>
- [11] FIB 1990: *International Federation for Structural Concrete (fib) (Hg.) (1990): Model Code 1990*. Final draft. Volume 1. International Federation for Structural Concrete.
- [12] Eurocode 1990:2021-10: *Grundlagen der Tragwerksplanung*. 2021.

Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite ohne Annahmen zum Risszeitpunkt

Dirk Schlicke, Christina Anegg

Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite infolge Zwangs erfolgt üblicherweise über die Risskraft des Betonquerschnitts. Um wirtschaftliche Bewehrungsmengen zu erreichen, werden dabei verschiedene Faktoren zur Verringerung der Risskraft herangezogen. Dies bezieht sich insbesondere auf die Einflüsse von Eigenspannungen, die Möglichkeit der Rissbildung im jungen Betonalter sowie die Berücksichtigung des Wirkungsbereiches der Bewehrung.

Dieser Beitrag zeigt anhand thermomechanischer Simulationen, dass der tatsächliche Risszeitpunkt stark von den Umgebungsbedingungen, der Nachbehandlung und dem Bauteiltyp abhängt und daher nicht verlässlich abgeschätzt werden kann. Anschließend wird ein neues Bemessungsverfahren vorgestellt, das ohne Annahmen zum Risszeitpunkt auskommt und auf geometrisch vorgegebenen Primärrissabständen basiert. Der Vergleich mit den Regelungen des Eurocodes 2 inkl. der nationalen Anhänge für Deutschland und Österreich zeigt, dass der vorgeschlagene Ansatz eine transparente, mechanisch konsistente und wirtschaftliche Bemessung der Mindestbewehrung ermöglicht.

1 Einleitung

In einer Vielzahl von Anwendungsfällen bestimmt die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite den erforderlichen Bewehrungsgehalt von Bauteilen, die überwiegend auf Zwang beansprucht werden. Typische Beispiele sind hierbei die horizontale Bewehrung von Wänden auf Fundamenten, Tunnelinnenschalen sowie die obere Bewehrungslage von Bodenplatten. Ein weiteres Beispiel stellen vorgespannte Hohlkastenquerschnitte im Brückenbau dar. Bei diesen Bauteilen wird die erforderliche Bewehrungsmenge häufig nicht durch den Nachweis der Tragfähigkeit, sondern durch die Mindestbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung bestimmt.

Das klassische Bemessungsverfahren für die Mindestbewehrung basiert darauf, die Risskraft des Querschnitts mit einer begrenzten Stahlspannung aufzunehmen. Dahinter steht die Annahme, dass die aus aufgezwungenen Dehnungen resultierende Zwangskraft die Risskraft des Querschnitts nicht überschreiten kann, da beim Erreichen der Risskraft jeweils ein neuer Riss entsteht, wodurch die Zwangskraft wieder reduziert wird. Daraus ergibt sich, dass

die erforderliche Mindestbewehrung mit zunehmender Bauteildicke ansteigt. Ein solcher dickenabhängiger Anstieg der Mindestbewehrung konnte jedoch in der Ingenieurpraxis bislang nicht eindeutig beobachtet werden.

Zur Reduzierung der Risskraft und damit auch der erforderlichen Mindestbewehrung wurden umfangreiche Untersuchungen zum Einfluss von Eigenspannungen infolge aufgezwungener Dehnungen durchgeführt. Stellvertretend seien hier die Arbeiten von Falkner [1], Rostásy und Henning [2] sowie Puche [3] genannt. Im Eurocode 2 [4] wird dieser Einfluss durch den Reduktionsfaktor k berücksichtigt. Über den Einfluss der Eigenspannungen hinaus treten mit zunehmender Bauteildicke weitere Unterschiede im Rissverhalten auf. Bei dicken Bauteilen wird die Rissbildung häufig von zusätzlichen Sekundärrissen begleitet. Zur Berücksichtigung dieses Verhaltens entwickelten König und Tue [5] auf Grundlage der Arbeiten von Bergner [6] einen alternativen Bemessungsansatz, der auf der Risskraft des Wirkungsbereiches der Bewehrung basiert. Dieser Ansatz wurde in die nationalen Anhänge für

Deutschland DIN EN 1992-1-1/NA [7] und Österreich ÖNORM B 1992-1-1 [8] übernommen.

Zur weiteren Verringerung der erforderlichen Mindestbewehrung erlaubt der Eurocode 2 den Ansatz einer reduzierten effektiven Zugfestigkeit des Betons, wenn Rissbildung vor Erreichen der 28-Tage-Festigkeit zu erwarten ist. Die Wahl dieser effektiven Zugfestigkeit liegt dabei in der Verantwortung der planenden Ingenieurin bzw. des planenden Ingenieurs. Dadurch entsteht ein subjektiver Entscheidungsspielraum zwischen einer wirtschaftlichen Bemessung und einer konservativen Auslegung auf der sicheren Seite. Auch die zweite Generation des Eurocodes 2 [9] verfolgt diesen ingenieurmäßigen Ansatz mit der Annahme einer effektiven Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt, um wirtschaftliche Bewehrungsmengen zu erzielen.

Im vorliegenden Beitrag wird zunächst der zu erwartende Risszeitpunkt typischer Stahlbetonbauteile mithilfe thermomechanischer Finite-Elemente-Simulationen untersucht. Die Analysen basieren auf einem bereits in [10] veröffentlichten Referenzbeispiel sowie auf einer systematischen Variation maßgebender Einflussparameter. Anschließend wird ein Bemessungsmodell zur Ermittlung der Mindestbewehrung vorgestellt, welches keine Annahmen über den Risszeitpunkt erfordert und bereits in Schlick et al. [11] eingeführt wurde. Abschließend wird der vorgeschlagene Ansatz mit den Regelungen der

DIN EN 1992-1-1/NA sowie der ÖNORM B 1992-1-1 verglichen.

2 Untersuchungen zum Risszeitpunkt

2.1 Beispiel und Eingangsparameter

Als Untersuchungsbeispiel dient ein in offener Bauweise hergestellter Eisenbahntunnel mit einer Betonierabschnittslänge von 15 m. Die einzelnen Betonierabschnitte sind in Längsrichtung durch Raumfugen voneinander getrennt, sodass jeder Abschnitt als eigenständiger Block betrachtet werden kann. Weitere Einzelheiten zum untersuchten Bauwerk sind [10] zu entnehmen. Die geometrischen Abmessungen sowie eine Übersicht über das Bauwerk sind in Abbildung 1 dargestellt. Ebenfalls gezeigt werden die thermomechanischen Finite-Elemente-Modelle der untersuchten Bauteiltypen „Bodenplatte“ und „Wand auf Fundament“.

Die thermomechanischen Berechnungen basieren auf der Hydratationswärmeentwicklung und der Festigkeitsentwicklung der in Tabelle 1 angegebenen Betonrezeptur, deren zeitlicher Verlauf in Abbildung 2 dargestellt ist. Das Materialverhalten wird über das Reifekonzept unter Verwendung der Reifefunktion nach Freiesleben Hansen und Pedersen [12] beschrieben. Die Hydratationswärmeentwicklung wird mit dem Modell nach Jonasson [13] be-

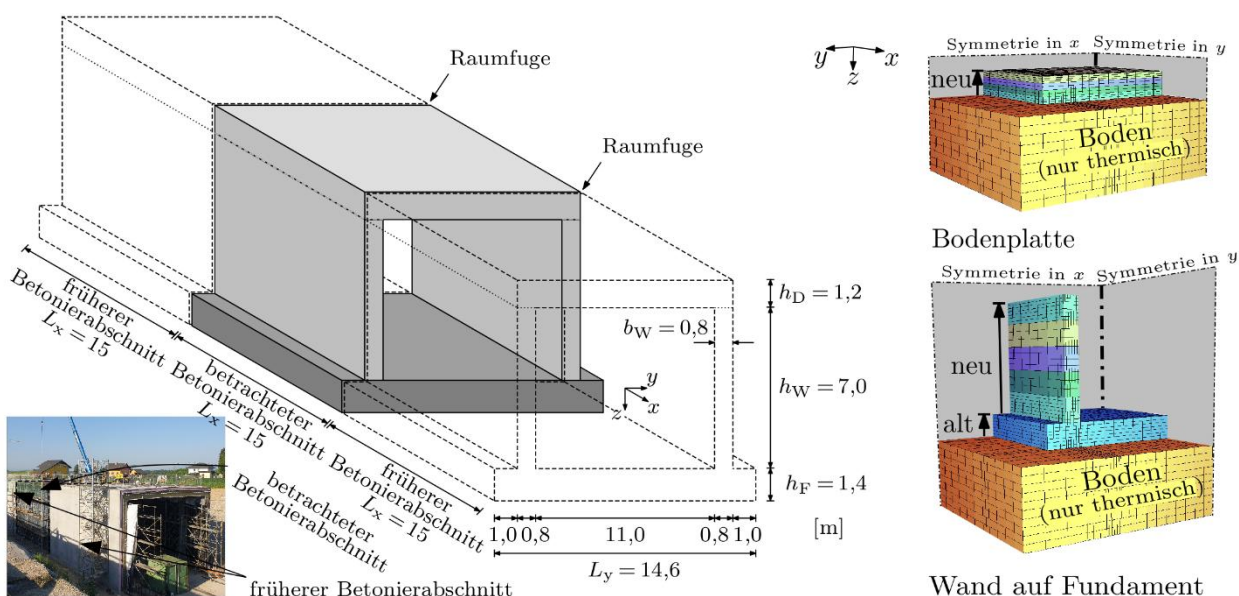


Abbildung 1 Bauwerksübersicht inkl. Abmessungen und der thermomechanischen 3D-FE-Modelle für die untersuchten Bauteiltypen Bodenplatte und Wand auf Fundament

rücksichtigt, während die zeitabhängige Festigkeitsentwicklung mithilfe des Modells nach Wesche [14] abgebildet wird.

Tabelle 1 Verwendete Betonrezeptur

Parameter	Menge in kg/m ³
Gesteinskörnung	0/4
	4/8
	8/16
	16/32
Zement CEM I 42,5 R-HS	265
AHWZ Supermix W&P	120
Wasser	183

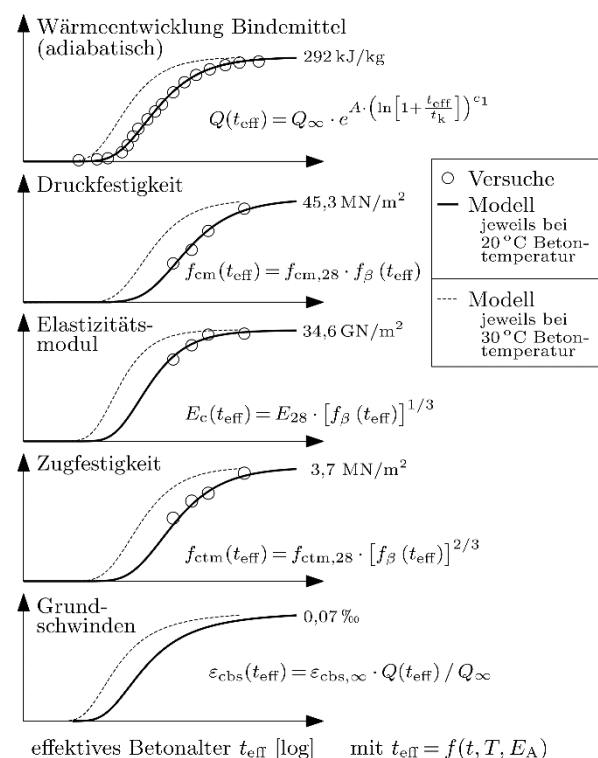


Abbildung 2 Entwicklung der Materialparameter über die Zeit

Zeitabhängige viskoelastische Verformungen des Betons werden mit dem Materialmodell nach Schlicke [15] berücksichtigt, das auf einer inkrementellen Erfassung der Spannungsentwicklung basiert. Dabei werden die Kriechverformungen schrittweise aus den Kriechfunktionen nach Eurocode 2 [4] ermittelt. Das Modell unterscheidet sowohl zwischen Be- und Entlastungskrementen als auch zwischen dem unterschiedlichen Kriechverhalten unter Zug- und Druckbeanspruchung.

Für die Auswertung des Risszeitpunkts und der zugehörigen Betonzugfestigkeit wurden die Materialkennwerte auf die Festigkeitsklasse C25/30 angepasst. Diese Wahl entspricht dem Informationsstand während der Bemessungsphase, in der die tatsächlichen Materialeigenschaften des Betons in der Regel noch nicht bekannt sind und lediglich die nominelle Festigkeitsklasse als Grundlage für die Bemessung zur Verfügung steht.

Im Gegensatz zur umfassenden klimatischen Parameterstudie in [10] konzentriert sich die vorliegende Untersuchung auf ein Sommerszenario mit drei Temperaturszenarios (Tabelle 2). Der Referenzfall ist durch konstante Umgebungstemperaturen ohne tägliche Temperaturschwankungen sowie gleiche Frischbeton- und Umgebungstemperaturen gekennzeichnet. Variante 1 stellt ein ungünstigeres Temperaturszenario hinsichtlich erhärtungsbedingter Rissbildung dar, während Variante 2 günstigere Randbedingungen beschreibt.

Tabelle 2 Temperaturszenarios

Variante		Ref	Var1	Var2
Mittlere Umgebungstemperatur während Erwärmung	°C	22,5	22,5	17,5
Mittlere Umgebungstemperatur während Auskühlung	°C	22,5	17,5	22,5
Tagestemperaturschwankung	°C	± 0	± 12,5	± 5
Frischbetontemperatur	°C	22,5	27,5	22,5

Zusätzlich werden der Einfluss des Bauteiltyps und der Bauteildicke sowie die Auswirkungen der Nachbehandlungsdauer bei Bodenplatten beziehungsweise der Ausschaltzeit bei Wänden untersucht. Einen Überblick über alle betrachteten Varianten gibt Tabelle 3. Insgesamt wurden 24 thermomechanische Berechnungen durchgeführt.

Tabelle 3 Unterschiedliche Varianten

Variante		a.)	b.)	c.)	d.)
h_{slab}	m	1,4	1,4	0,8	2,0
t_{wall}	m	0,8	0,8	0,3	1,2
h_{slab} für Berechnung Wand	m	1,4	1,4	1,4	1,4
Nachbehandlungsdauer / Ausschalzeit	h	36	72	36	36

2.2 Auswertungsverfahren

Die Bestimmung des Risszeitpunkts und der zugehörigen Betonzugfestigkeit erfolgt mithilfe des

Makrorissindex nach dem von Schlicke [15] entwickelten Konzept.

Der Makrorissindex bewertet das Auftreten von Rissen, die den gesamten auf Zug beanspruchten Betonquerschnitt durchtrennen, also Trennrisse beziehungsweise Biegerisse. Als Ursache dieser Makrorisse werden ausschließlich Spannungen aus Zwangkräften und Zwangmomenten berücksichtigt, während Eigenspannungen nicht in die Bewertung eingehen.

Hierzu wird die Spannungsverteilung über den Querschnitt zunächst in Spannungsanteile aus Zwangkräften und Zwangmomenten sowie in Eigenspannungen zerlegt, wie in Abbildung 3 dargestellt. Anschließend wird der Makrorissindex nach Gleichung (1) als Verhältnis der aus Zwangkräften und Zwangmomenten resultierenden Betonspannung zur jeweils vorhandenen mittleren Betonzugfestigkeit berechnet.

$$c_m(t) = \frac{\sigma_{c,N+M}(t)}{f_{ctm}(t)} < 0,8 \dots 1,0 \quad (1)$$

Zur Vermeidung von Makrorissbildung sollte der Makrorissindex je nach Bauteiltyp und Bauteildicke unter einem Grenzwert von 0,8 bis 1,0 liegen.

Eigenspannungen werden bewusst von der Bewertung ausgeschlossen, da sie an den Stellen maximaler Zwangspannungen in der Regel zu einer Reduzierung der Gesamtspannungen führen. Zwar können Eigenspannungen selbst ebenfalls rissauslösend wirken, ihr Einfluss hängt jedoch wesentlich vom Bauteiltyp und von der Bauteildicke ab (Schlicke et al. [16]; Krenn und Schlicke [17]). Daher wird der zulässige Grenzwert des Makrorissindex abhängig

vom jeweiligen Anwendungsfall zwischen 0,8 und 1,0 gewählt.

2.3 Ergebnisse

Abbildung 4 und Abbildung 5 zeigen den zeitlichen Verlauf des maximalen Makrorissindex für die untersuchten Bodenplatten und Wände auf Fundamenten.

Zunächst wird deutlich, dass sich der Makrorissindex sowohl zwischen den betrachteten Bauteiltypen als auch zwischen den verschiedenen Temperaturszenarien erheblich unterscheidet. Dies verdeutlicht den starken Einfluss sowohl der Umgebungstemperatur als auch der Frischbetontemperatur auf die Zwangbeanspruchung und damit auf den Zeitpunkt einer möglichen Rissbildung. Abhängig von den jeweiligen Randbedingungen kann es während der Betonerhärtung zu einer Makrorissbildung kommen oder diese vollständig ausbleiben.

Darüber hinaus zeigen die Ergebnisse, dass sowohl die Nachbehandlungsdauer beziehungsweise die Ausschaltzeit als auch die Bauteildicke einen wesentlichen Einfluss auf den Zeitpunkt der Rissbildung besitzen. Kürzere Nachbehandlungszeiten beziehungsweise ein früheres Ausschalen führen zu einem früheren Risszeitpunkt. Ebenso begünstigen geringere Bauteildicken eine frühere Rissbildung.

2.4 Diskussion der vorhandenen Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstrissbildung

Zur detaillierten Analyse zeigt Abbildung 6 das Verhältnis der Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt $f_{ct,eff}$ und der 28-Tage Zugfestigkeit f_{ctm} für alle untersuchten Varianten.

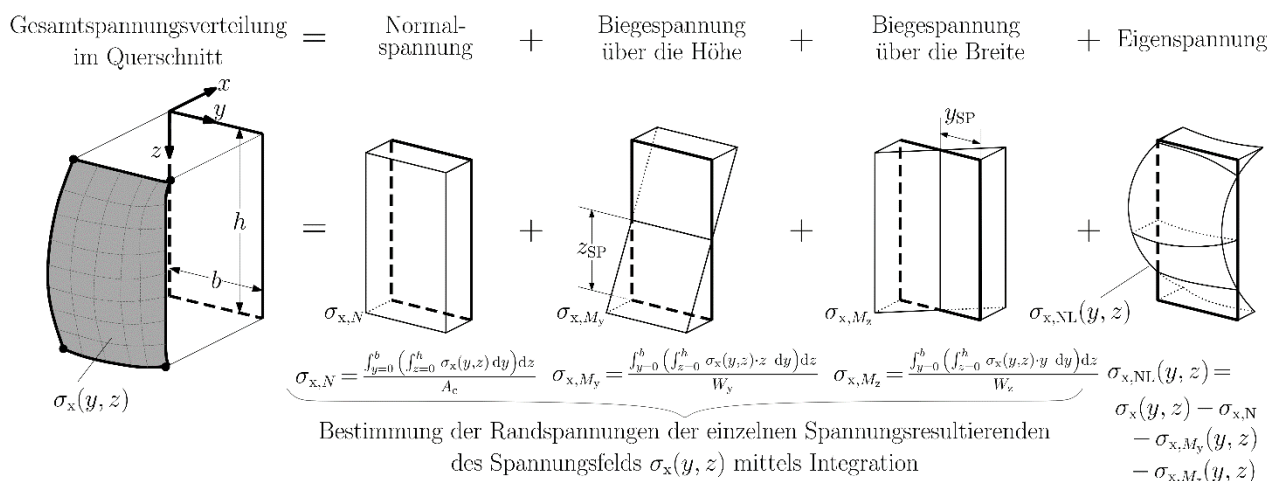


Abbildung 3 Zerlegung der Spannungsverteilung in Zwangsschnittgrößen und Eigenspannungen

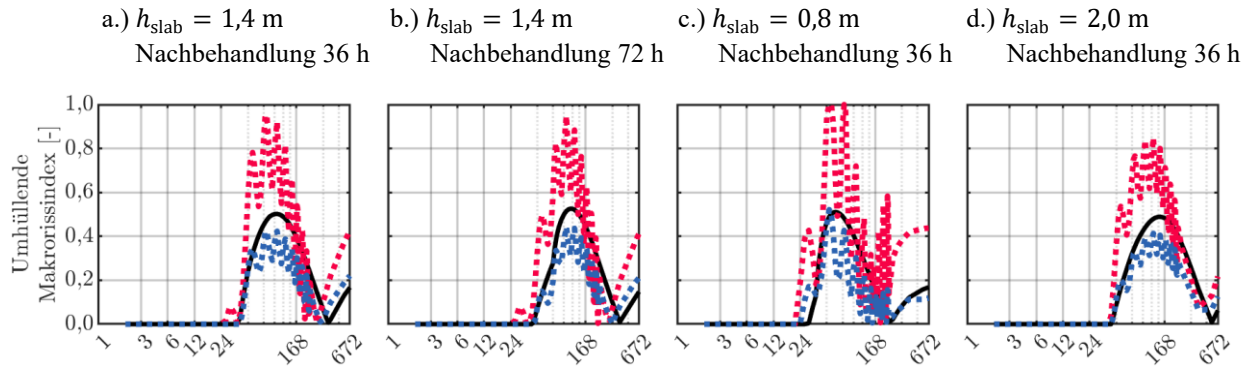


Abbildung 4 Auswertung des Makrorissindex für die Bodenplatte

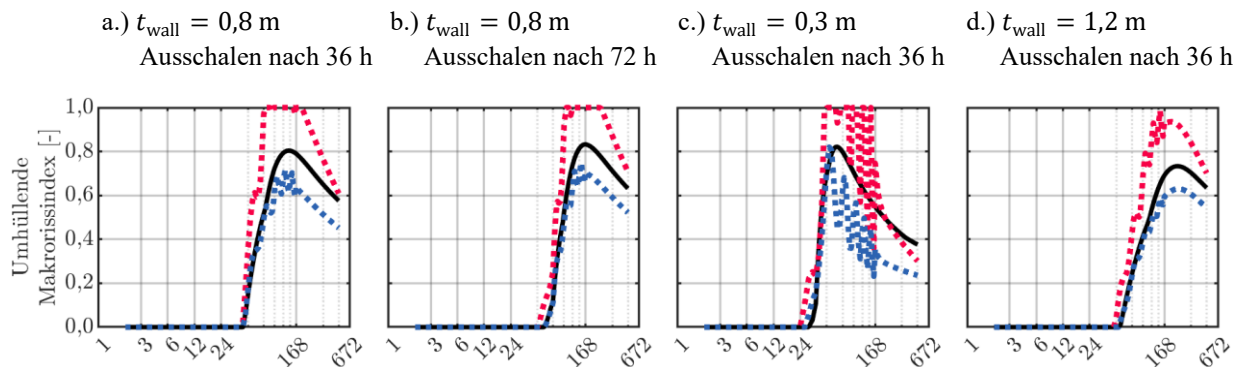


Abbildung 5 Auswertung des Makrorissindex für die Wand auf Fundament

Überschreitet der Makrorissindex erstmals den Grenzwert von 1,0, wird die zu diesem Zeitpunkt vorhandene Betonzugfestigkeit als maßgebend angesetzt. Liegt der Makrorissindex zwischen 0,8 und 1,0, wird die Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des maximalen Makrorissindex verwendet. Bleibt der Makrorissindex während der gesamten Erhärtungsphase unter 0,8, wird die 28-Tage Zugfestigkeit angesetzt.

Die Ergebnisse zeigen eine erhebliche Streuung in Abhängigkeit der untersuchten Parameter. Für den maßgebenden Bemessungszustand liegt die effektive Zugfestigkeit typischerweise im Bereich von $f_{ct,eff} = 0,5 \dots 1,0 \cdot f_{ctm}$. Ein systematischer Zu-

sammenhang zwischen der effektiven Zugfestigkeit, der Bauteildicke und dem Bauteiltyp lässt sich jedoch nicht erkennen, da der tatsächliche Risszeitpunkt maßgeblich von zufälligen Randbedingungen, insbesondere den klimatischen Verhältnissen, beeinflusst wird.

Weiters ist zu beachten, dass bei Verwendung der tatsächlich gemessenen mittleren Zugfestigkeit des untersuchten Betons von $f_{ctm} = 3,7 \text{ N/mm}^2$ in keinem der untersuchten Fälle eine erhärtungsbedingte Rissbildung auftritt.

Umgekehrt führt die im Eurocode 2 zulässige Annahme einer reduzierten Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt dazu, dass kürzere Ausschalzeiten rechnerisch sogar zu einer Verringerung der erforderlichen

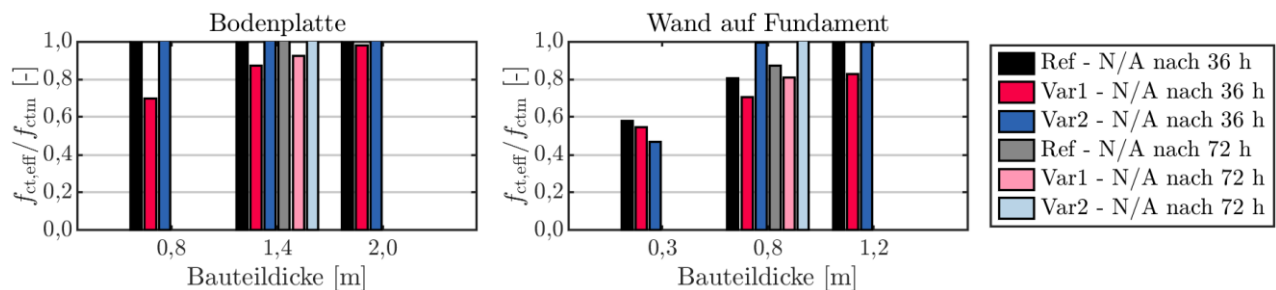


Abbildung 6 Verhältnis zwischen der Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt und der 28-Tage Zugfestigkeit für alle untersuchten Varianten

Mindestbewehrung führen können. Dies erscheint jedoch insbesondere für Stahlbetonverbundbauteile kritisch, da eine sehr frühe Rissbildung den Verbund zwischen Beton und Bewehrung beeinträchtigen kann. In der Folge kann sich der Verbundmechanismus unter späteren Belastungen nicht vollständig ausbilden, was zu größeren Rissbreiten führen kann.

Insgesamt erscheint es daher nicht möglich, den Zeitpunkt der Rissbildung beziehungsweise die zu diesem Zeitpunkt vorhandene effektive Zugfestigkeit systematisch abzuschätzen. Darüber hinaus entstehen bei einem auf der Zugfestigkeit basierenden Bemessungsansatz zusätzliche Unsicherheiten, wenn die tatsächlich erreichte Zugfestigkeit deutlich über der für die jeweilige Festigkeitsklasse normativ angesetzten Zugfestigkeit liegt.

3 Mindestbewehrung ohne Annahmen zur effektiven Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt

3.1 Hintergrund des neuen Bemessungsmodells

Stahlbetonbauteile, die infolge Zwangs beansprucht werden, weisen im Allgemeinen ein geometrisch vorgegebenes Primärrissbild auf. Dies bedeutet, dass Primärrisse allein durch die Geometrie des Bauteils sowie die vorhandene Behinderungssituation entstehen. Der geometrisch vorgegebene Primärrissabstand hängt dabei ebenfalls vom jeweiligen Bauteiltyp ab. Typische Beispiele sind in Abbildung 7 schematisch dargestellt.

Zur Berücksichtigung dieser geometrisch vorgegebenen Primärrissabstände in Kombination mit aufgezwungenen Dehnungen wurde auf Grundlage der

Arbeiten von Bödefeld [18], Schlicke [15] und Turner [19] ein verformungsbasiertes Bemessungsverfahren entwickelt. Dieser Ansatz kommt dem Wesen von aufgezwungener und behinderter Dehnungen schon sehr nahe. Für die praktische Anwendung wurde das Verfahren sowohl in das BAW-Merkblatt MRZ [20] zur Rissbreitenbegrenzung in massiven Wasserbauwerken als auch in die ÖBV-Richtlinie [21] für wasserundurchlässige Betonbauwerke übernommen.

Rein verformungsbasierte Bemessungsverfahren setzen jedoch detaillierte Kenntnisse über das tatsächliche Verformungsverhalten des verwendeten Betons voraus. Hierzu zählen insbesondere die Entwicklung der Hydratationswärme, die zeitabhängige Steifigkeits- und Festigkeitsentwicklung, das Schwinden, Temperaturunterschiede zwischen Frischbeton und Umgebung, Änderungen der Umgebungstemperatur sowie mögliche Setzungen des Bauwerks. Gerade diese Informationen liegen in der Regel während der Bemessungsphase noch nicht vor. Aus diesem Grund wurde von Schlicke et al. [11] ein neues Bemessungsmodell entwickelt, das ohne diese Vorinformationen auskommt und dennoch die wesentlichen mechanischen Zusammenhänge berücksichtigt.

3.2 Neues Bemessungsmodell ohne Annahmen zur effektiven Betonzugfestigkeit zum Risszeitpunkt

Aufbauend auf den Grenzen rein verformungsbasierter Bemessungsverfahren schlagen Schlicke et al. [11] ein neues Bemessungsmodell vor, das das geometrisch vorgegebene Primärrissbild berücksichtigt, jedoch keine Informationen über die

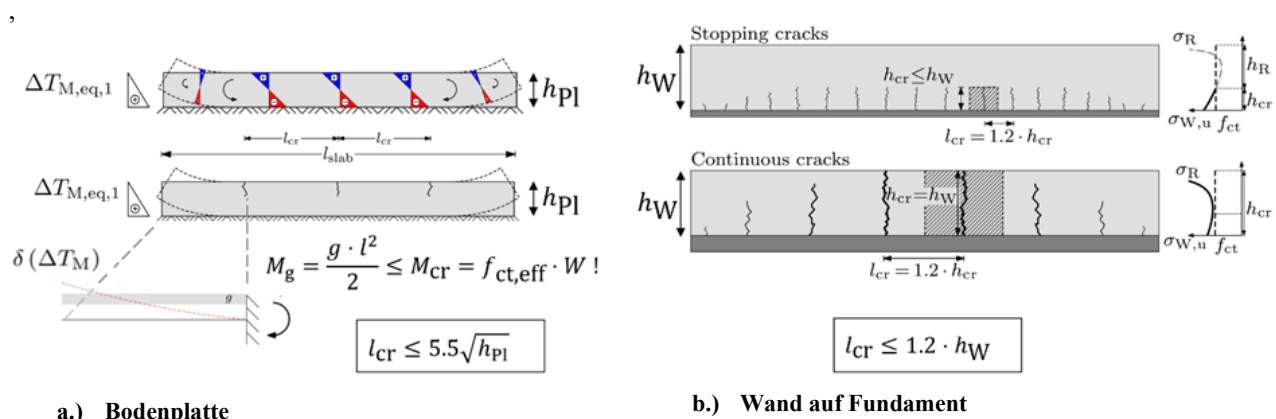


Abbildung 7 Schematische Darstellung der geometrisch vorgegebenen Primärrisse

tatsächlich auftretenden eingepprägten Verformungen benötigt.

Der Grundgedanke des Modells besteht darin, jene aufgezwungene Dehnung zu bestimmen, die erforderlich ist, um zwischen zwei geometrisch vorgegebenen Primärrissen einen weiteren Primärriss entstehen zu lassen. Dieser Zustand stellt den maßgebenden Bemessungsfall dar, da durch die Bildung eines zusätzlichen Primärrisses der Rissabstand halbiert und damit die wirksame Einwirkungslänge deutlich reduziert wird. Der maßgebende Nachweiszustand ist in Abbildung 8 schematisch dargestellt.

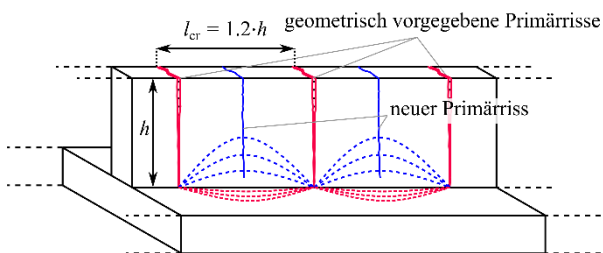


Abbildung 8 Relevanter Nachweiszustand mit Bildung eines neuen Primärrisses zwischen zwei geometrisch vorgegebenen Primärrissen

Die zur Bildung eines zusätzlichen Primärrisses erforderliche aufgezwungene Dehnung hängt von der zulässigen Rissbreite, der vorhandenen Bewehrung sowie dem geometrisch vorgegebenen Primärrissabstand ab. Da sich dieses Zusammenwirken nicht in einer geschlossenen mathematischen Lösung beschreiben lässt, wurde in Schlicke et al. [11] eine umfangreiche numerische Parameterstudie durchgeführt. Dabei wurde jene aufgezwungene Dehnung ermittelt, die zur Ausbildung eines zusätzlichen Primärrisses führt. Die Ergebnisse wurden anschließend mithilfe einer Kurvenanpassung in eine für die Ingenieurpraxis geeignete Bemessungsgleichung überführt.

Hieraus ergibt sich Gleichung (2), welche die grundsätzliche Struktur der Mindestbewehrungsgleichungen nach DIN EN 1992-1-1/NA [7] sowie der ÖNORM B 1992-1-1 [8] beibehält.

$$A_{s,min} = \min \left\{ k \cdot k_c \cdot \sigma_{rest}^{II} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_{s,lim}} \right. \\ \left. \max \left\{ \sigma_{rest}^{II} \cdot \frac{5 \cdot d_1 \cdot b}{\sigma_{s,lim}} \right. \right. \\ \left. \left. \sigma_{rest}^{II} \cdot \frac{A_{ct}}{f_{yk}} \right\} \right\} \quad (2)$$

σ_{rest}^{II} die bemessungsrelevante Zwangspannung im geometrisch vorgegebenen Rissbild

$$\sigma_{rest}^{II} = \max \left\{ \varepsilon_{imp} - \frac{w_{lim,cal}[mm]}{l_{cr}[m]} \right\} \cdot 10^{-3} \cdot E_{cm}$$

mit:

ε_{imp} die bemessungsrelevante aufgezwungene Dehnung

$$\varepsilon_{imp} = \max \left\{ \frac{f_{ctm}/E_{cm} \cdot 10^3}{0,13 + 0,14 \cdot w_{lim,cal}[mm] - 0,015 \cdot l_{cr}[m]} \right\}$$

l_{cr} der geometrisch vorgegebene Primärrissabstand in m

$= \min \left\{ 1,2 \cdot h_{seg,wall} \right\}$ für Bauteile mit Zwangsnormalkraft infolge kontinuierlicher Verformungsbehinderung über die Bauteillänge, bspw. Wand auf Fundament mit $h_{seg,wall}$... Höhe des Betonierabschnitts begrenzt durch Arbeits- oder Dehnfugen; $l_{seg,wall}$... Länge des Betonierabschnitts;

$= \min \left\{ 5,5 \cdot \sqrt{h_{slab}} \right\}$ für Bauteile mit Zwangsmoment infolge Krümmungsbehinderung über die Bauteillänge, bspw. Bodenplatte mit h_{slab} ... Plattendicke; $l_{seg,slab}$... Länge des Betonierabschnitts;

$= \infty$ für Bauteile ohne geometrisch vorgegebene Rissbildung

Alle übrigen Parameter in Gleichung (2) entsprechen den bereits eingeführten Definitionen der DIN EN 1992-1-1/NA [7] sowie der ÖNORM B 1992-1-1 [8]. Dabei berücksichtigt der Faktor k die spannungsreduzierende Wirkung von Eigenspannungen. Der Faktor k_c beschreibt die Spannungsverteilung im Querschnitt vor der Erstrissbildung sowie die

Veränderung des inneren Hebelarms nach der Rissbildung. A_{ct} bezeichnet die Betonzugfläche und $\sigma_{s,lim}$ die zulässige Stahlspannung entsprechend dem gewählten Rissbreitenkriterium.

4 Vergleich mit DIN EN 1992-1-1/NA und ÖNORM B 1992-1-1

Zur Bewertung des vorgeschlagenen Bemessungsmodells wird dieses mit den Regelungen zur Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA [7] und ÖNORM B 1992-1-1 [8] verglichen. Allen Berechnungen wird dabei die Betonfestigkeitsklasse C30/37 zugrunde gelegt.

Die Bemessungsverfahren nach DIN EN 1992-1-1/NA und ÖNORM B 1992-1-1 verwenden unterschiedliche Reduktionsfaktoren für die wirksame Betonzugfestigkeit. Darüber hinaus werden weitere Abminderungen berücksichtigt. Für innere Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme und Schwinden darf der Faktor k zur Berücksichtigung von Eigenspannungen zusätzlich mit dem Faktor 0,8 reduziert werden. Wird langsam erhärtender Be-

ton verwendet, kann die erforderliche Mindestbewehrung außerdem mit einem weiteren Faktor von 0,85 vermindert werden.

Der Vergleich in Abbildung 9 für Wände auf Fundamenten sowie in Abbildung 10 für Bodenplatten zeigt, dass beide Bemessungsansätze grundsätzlich zu Mindestbewehrungsmengen derselben Größenordnung führen. Während sich die Bandbreite der Ergebnisse nach DIN EN 1992-1-1/NA und ÖNORM B 1992-1-1 aus der subjektiven Wahl der effektiven Zugfestigkeit ergibt, ist die Bandbreite des vorgeschlagenen Modells eine unmittelbare und nachvollziehbare Folge der Bauteilgeometrie sowie der jeweiligen Zwangbedingungen.

5 Schlussfolgerungen

Im vorliegenden Beitrag wurde der häufig diskutierte Ansatz untersucht, die Mindestbewehrung zur Begrenzung von Rissbreiten infolge aufgezwungener und behinderter Dehnungen mithilfe einer effektiven Zugfestigkeit zu bestimmen. Hierzu wurden zunächst der zu erwartende Risszeitpunkt sowie

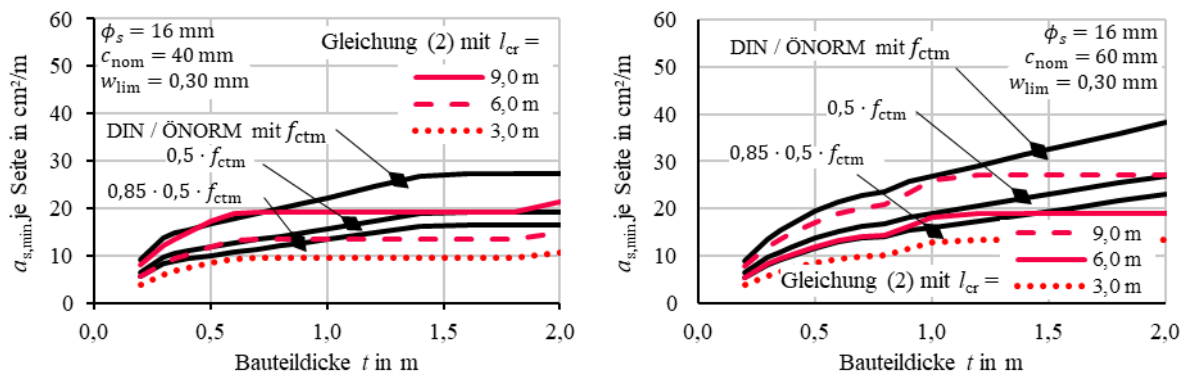


Abbildung 9 Mindestbewehrung für Wände auf Fundamenten ($k_c = 1, 0$); Vergleich für Gleichung (2) mit DIN EN 1992-1-1/NA und ÖNORM B 1992-1-1

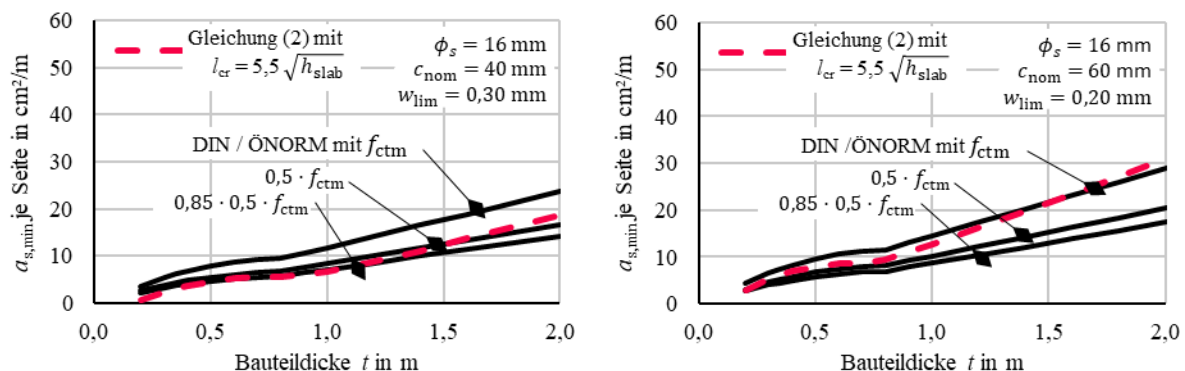


Abbildung 10 Mindestbewehrung für Bodenplatten ($k_c = 0, 4$); Vergleich für Gleichung (2) mit DIN EN 1992-1-1/NA und ÖNORM B 1992-1-1

die daraus resultierende effektive Zugfestigkeit in Abhängigkeit von Temperaturszenario, Nachbehandlungsbedingungen, Bauteiltyp und Bauteildicke untersucht.

Die Ergebnisse zeigen, dass sowohl der Risszeitpunkt als auch die daraus resultierende effektive Zugfestigkeit eine hohe Sensitivität gegenüber diesen Einflussgrößen aufweisen. Darüber hinaus begünstigt die übliche Annahme einer effektiven Zugfestigkeit implizit eine möglichst frühe Rissbildung, obwohl eine frühe Rissbildung das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung und damit die spätere Rissbreite nachteilig beeinflussen kann. Zusätzlich liegen die auf der Baustelle tatsächlich erreichten Zugfestigkeiten häufig über den in den jeweiligen Festigkeitsklassen normativ zugeordneten Werten, wie auch im vorliegenden Untersuchungsbeispiel. Dadurch können Widersprüche zwischen den Annahmen in der Bemessung und dem tatsächlichen Bauwerksverhalten entstehen.

Zur Überwindung dieser Einschränkungen wurde ein neues Bemessungsverfahren zur Ermittlung der Mindestbewehrung vorgestellt, das ohne Annahmen zum Risszeitpunkt beziehungsweise zur wirksamen Betonzugfestigkeit auskommt. Der vorgeschlagene Ansatz basiert auf dem typischen Verhalten zwangbeanspruchter Stahlbetonbauteile und berücksichtigt explizit den geometrisch vorgegebenen Primärrissabstand. Innerhalb dieses geometrisch vorgegebenen Primärrissbildes wird der maßgebende Nachweiszustand durch die Bildung eines zusätzlichen Primärrisses zwischen zwei vorhandenen Primärrissen definiert.

Der Vergleich mit den Regelungen der DIN EN 1992-1-1/NA und der ÖNORM B 1992-1-1 zeigt, dass der vorgeschlagene Bemessungsansatz zu Mindestbewehrungsmengen derselben Größenordnung führt. Im Gegensatz zu den bisherigen Verfahren berücksichtigt das neue Modell jedoch die Bauteillänge mithilfe des geometrisch vorgegebenen Primärrissabstands auf mechanisch konsistente Weise, ohne Annahmen über die Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt der Rissbildung treffen zu müssen. Damit stellt das vorgeschlagene Verfahren eine transparente und nachvollziehbare Grundlage für die wirtschaftliche Bemessung der Mindestbewehrung zur Begrenzung von Rissbreiten infolge Zwangs dar.

6 Literatur

- [1] Falkner, H.: *Zur Frage der Rißbildung durch Eigen und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen*, DafStb Heft 208, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1969
- [2] Rostásy, F. S., Henning, W.: *Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände (Teil 1)*, Beton und Stahlbetonbau, vol. 80, pp. 108–113, 1985 DOI: 10.1002/best.198500220
- [3] Puche, M.: *Rißbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Eigenspannungen und Zwang*, DafStb Heft 396, Beuth Verlag, Berlin, 1988
- [4] EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, Brussels, 2015
- [5] König, G., Tue, N. V.: *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90*, DafStb Heft 466, Beuth Verlag, Berlin, 1996
- [6] Bergner, H.: *Rißbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton*, DafStb Heft 482, Beuth Verlag, Berlin, 1997
- [7] DIN EN 1992-1-1/NA: *National Annex, Nationally determined parameters, Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Beuth Verlag, Berlin, 2013
- [8] ÖNORM B 1992-1-1: *Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, National specifications concerning ÖNORM EN 1992-1-1*, national comments and national supplements, Austrian Standards Institute, Vienna, 2018
- [9] EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, Brussels, 2023
- [10] Schlicke, D., Krenn, C.: *Kritische Betrachtung von Temperaturkriterien zur Kontrolle der erhärtungsbedingten Rissgefahr*, Beton und Stahlbetonbau, vol. 119, no. 8, pp. 559–571, 2024. DOI: 10.1002/best.202400023

- [11] Schlicke, D. Anegg, C., Mayrhofer, G., Schramböck, M., Vill, M.: *Proposal for a more mechanically consistent determination of the minimum reinforcement for crack control*, Beton und Stahlbetonbau, 2026. DOI: 10.1002/best.70110
- [12] Freiesleben Hansen, P., Pedersen, E. J.: *Mal-instrument til kontrol af betons hærkning*, Nordisk Beton, vol. 1, pp. 21–25, 1977
- [13] Jonasson, J. E.: *Slipform construction, calculations for assessing protection against early freezing*, Stockholm, 1985
- [14] Wesche, K.: *Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton, Mauerwerk (Nichtmetallisch anorganische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit*, Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 1993
- [15] Schlicke, D.: *Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton: Festlegung unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie*, 2. Auflage, Verlag der Technischen Universität Graz, Graz, 2016
- [16] Schlicke, D. et al.: *Beurteilung der Rissgefahr infolge erhärtungsbedingter Zwangbeanspruchung*, in: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J. D. (Hrsg.): Beton Kalender 2023, pp. 253–283, Ernst & Sohn, Berlin, 2022. DOI: 10.1002/9783433611180.ch9
- [17] Krenn, C., Schlicke, D.: *Significance of thermal eigenstresses on the risk of cracking due to concrete hardening with focus on ground slab types*, in: Jędrzejewska, A. et al. (Hrsg.): International RILEM Conference on Synergising Expertise towards Sustainability and Robustness of Cement based Materials and Concrete Structures, pp. 1038–1046, Springer Nature Switzerland, Cham, 2023
- [18] Bödefeld, J.: *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrationswärme*, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2010
- [19] Turner, K.: *Ganzheitliche Betrachtung zur Ermittlung der Mindestbewehrung für fugenlose Wasserbauwerke*, Dissertation, Technische Universität Graz, 2017
- [20] MRZ: *BAW Merkblatt, Rissbreitenbegrenzung für Zwang in massiven Wasserbauwerken (MRZ)*, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2025
- [21] ÖBV Merkblatt: *Analytisches Bemessungsverfahren für die Weiße Wanne optimiert*, Österreichische Bautechnik Vereinigung, Wien, 2018

**Fachbeiträge zu den Posterpräsentationen
im Rahmen des Best Paper Awards für PhD – KandidatInnen
(begutachtet)**

Adressierung von umweltbedingten Messunsicherheiten bei drahtlosen Sensoren zur hochgenauen Rissüberwachung an Brücken

Michael Petschacher, Markus Krüger

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit angeschlossener TVFA – Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Überwachung bestehender Risse an Brückentragwerken ist ein wesentliches Instrument der Zustandsbeurteilung und Bauwerksüberwachung. Dabei werden Rissbreitenänderungen an ausgewählten maßgebenden Stellen kontinuierlich erfasst. Für eine zuverlässige Interpretation solcher Messdaten ist zu berücksichtigen, dass Einwirkungen wie Temperatur nicht nur das Bauwerk selbst, sondern auch das eingesetzte Monitoringssystem beeinflussen können. Dieser Einfluss wird insbesondere dann maßgebend, wenn sehr kleine Rissbreitenänderungen im Bereich weniger hundertstel Millimeter am Bauwerk auftreten und bewertet werden sollen. In einer vorangegangenen Arbeit wurde ein drahtloses Monitoringsystem mit Risswegaufnehmern unter definierten Temperaturbedingungen untersucht. Dabei wurde eine systembezogene Korrekturfunktion für den temperaturabhängigen Einfluss der Messelektronik des Motes abgeleitet und die Messunsicherheit der Rissbreitensensoren bewertet. Im vorliegenden Beitrag wird diese systembezogene Mote-Korrektur auf ein baugleiches Monitoringsystem an der Laxenburger Brücke übertragen. Ziel war es, zu untersuchen, inwieweit temperaturgeführte Anteile in den Felddaten reduziert werden und wie sich dadurch die Interpretierbarkeit kleiner relativer Rissbreitenänderungen vor dem Hintergrund der Messunsicherheit verbessert. Dazu wurden Rohdaten und kompensierte Messwerte über einen Messzeitraum von einem Jahr gegenübergestellt und hinsichtlich Temperaturabhängigkeit, Tagesgang und Streuung analysiert. Die Ergebnisse zeigen, dass scheinbare Temperaturabhängigkeiten in den Rohdaten wesentlich durch das Messsystem geprägt sein können. Die systembezogene Korrektur verbessert die Interpretierbarkeit der Daten, ersetzt jedoch keine sensorindividuelle Kalibrierung und Temperaturkompensation der tatsächlich im Feld verbauten Risswegaufnehmer.

1 Einleitung

Drahtlose Sensornetzwerke, im Englischen *Wireless Sensor Networks* beziehungsweise kurz WSN, werden im Bauwerksmonitoring eingesetzt, um relevante Änderungen an Tragwerken mit geringem Installationsaufwand, mit geringen Kosten und reduziertem Wartungsbedarf kontinuierlich zu erfassen [1]. Ein WSN besteht typischerweise aus einem oder mehreren Sensorknoten, die auch als Motes oder Nodes bezeichnet werden. An diese Sensorknoten können unterschiedliche Sensoren angeschlossen werden, mit denen Messgrößen wie Dehnung, Temperatur, Neigung und auch andere erfasst werden. Werden klassische analoge Sensoren verwendet, so werden die Sensorsignale am Sensorknoten konditioniert, digitalisiert und

gegebenenfalls vorverarbeitet. Anschließend werden die Messdaten drahtlos an einen zentralen Knoten oder eine Datenbank übertragen und für die weitere Auswertung bereitgestellt. Meist werden für die Datenübertragung das GSM-Netz oder besonders energiesparende Funktechnologien wie NB-IoT oder LoRaWAN (LoRa zu engl. „long range“ – Kommunikationstechnologie auf Radiowellenbasis) verwendet [2]. Da WSN-Systeme häufig batteriebetrieben sind oder auf alternative Energiequellen wie Solar- oder Windenergie angewiesen sind, ist die Mess- und Datenübertragungsrate in vielen Anwendungen begrenzt.

Wie bei anderen Monitoringsystemen gilt auch für drahtlose Sensoren, dass Umwelt- und Betriebseinflüsse nicht nur auf das Tragwerk, sondern auch auf das Messsystem selbst wirken [3]. Dies betrifft

insbesondere die Temperatur. Temperaturänderungen führen zu thermischen Dehnungen am Bauwerk, an der Sensorik und an deren Befestigung. Insbesondere bei analogen Sensoren ist aber auch die Messelektronik davon beeinflusst, wenngleich Messsystemhersteller versuchen, Temperatureffekte durch geeignete Kompensationsmaßnahmen zu eliminieren bzw. dies als zusätzliche Messunsicherheiten angeben. Dabei bleibt die reale Einbausituation am Bauwerk allerdings meist unberücksichtigt und eine Bewertung zu einer kombinierten Messunsicherheit ist nicht vorhanden. Dies kann dazu führen, dass Messergebnisse am Bauwerk von Messungen im Labor signifikant abweichen und fehlinterpretiert werden können.

Vor diesem Hintergrund wurde in einer vorangegangenen Arbeit [4] ein Laborkalibrierverfahren für ein drahtloses Monitoringsystem (SmartMote^{WS}) entwickelt. Das betrachtete System bestand aus einem Sensorknoten mit drei analogen Messeingängen zum Anschluss von auf DMS basierten Sensoren. An zwei Messeingängen wurden Risswegaufnehmer (Vollbrücken) von Tokyo Measuring Instruments Laboratory [5] angeschlossen, während am dritten Messeingang eine Referenzschaltung als Wheatstone-Brückenschaltung mit hochpräzisen Widerständen eingesetzt wurde. Für die Kalibrierung wurden die Risswegaufnehmer auf einer Stahlplatte aus S235JR montiert und gemeinsam mit dem Sensorknoten in einer Klimakammer einem Temperaturbereich von $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $+50\text{ }^{\circ}\text{C}$ ausgesetzt. Aufgrund der bekannten thermischen Längenausdehnung des Stahlreferenzkörpers konnte die erwartete Verformung infolge einer Temperaturdifferenz von 70 K rechnerisch abgeschätzt werden. Die Referenzschaltung diente dazu, den Einfluss der Temperatur auf das Messsystem zu bestimmen. Aus den Messungen wurden Kompensationsfunktionen für die analoge Messschaltung und die jeweilig verwendeten Sensoren abgeleitet und eine kombinierte Messunsicherheit ermittelt.

Die wesentliche Erkenntnis der Vorarbeit war, dass Temperaturänderungen sowohl den Sensor als auch das Messsystem beeinflussen können. Besonders kritisch ist, dass sich Einflüsse aus Messelektronik, Sensor, Befestigung und Bauteil überlagern. Eine Korrektur einzelner Anteile ist daher nur dann fachlich belastbar, wenn klar ist, welche Komponente korrigiert wird. Andernfalls besteht die Gefahr einer

Über- oder Fehlkompensation und damit einer Fehlinterpretation kleiner Rissbreitenänderungen.

Im vorliegenden Beitrag wird die in [4] ermittelte systembezogene Temperaturkompensationsfunktion für den Mote auf ein baugleiches System an der Laxenburger Brücke in Wien übertragen. Der Beitrag untersucht keine vollständige sensorindividuelle Temperaturkompensation der im Feld verbauten Risswegaufnehmer. Bewertet wird vielmehr, inwieweit die Temperaturkompensationsfunktion für den Mote die Aussagekraft der Rissbreitenüberwachung im Bereich kleiner relativer Änderungen verbessert.

2 Laborbasierte Kalibrierung

Verwendet im folgend beschriebenen Verfahren ist ein von SmartMote^{WS} hergestellter Sensorknoten bestehend aus zwei Leiterplatten (*Printed Circuit Boards*, PCBs). Auf der Hauptleiterplatte befinden sich ein Mikrocontroller zur Signalverarbeitung und Datenverwaltung, eine LoRa-Kommunikationsschnittstelle mit 868 MHz sowie die Energieversorgung über zwei 3,6-V-Lithium-Thionylchlorid-Batterien. Die sekundäre Messplatine bietet drei Ports, an welchen analoge Sensoren wie z.B. DMS angeschlossen werden können.

Für die Bestimmung der Funktion zur Temperaturkompensation wurde das vollständige Messsystem definierten Temperaturzyklen in einer Klimakammer ausgesetzt [4]. Verwendet wurden die in [6] vorgeschlagenen Temperaturstufen von $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $+35\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $+50\text{ }^{\circ}\text{C}$. Jede Temperaturstufe wurde über 30 Minuten gehalten, um ein thermisches Gleichgewicht und stabile Messwerte für die Regressionsanalyse zu erhalten und um die Wiederholpräzision zu ermitteln. Für die Ermittlung der Temperaturkompensationsfunktion wurden die jeweils letzten stabilisierten Messwerte an den Haltepunkten, wie in Abbildung 1 gezeigt, verwendet.

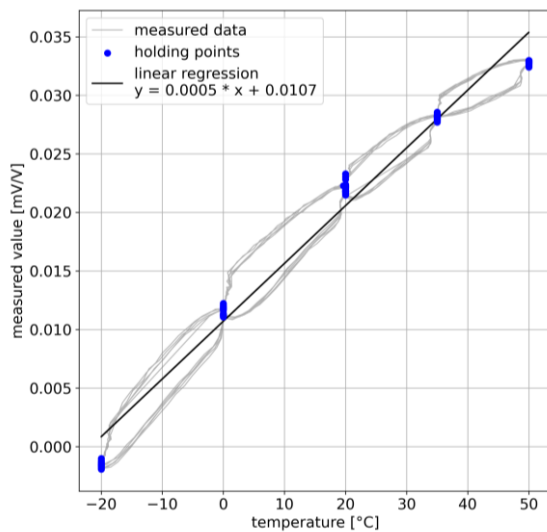


Abbildung 1 Darstellung der Regressionsgerade zur Temperaturkompensation der Referenzschaltung aus [4]

Um den Einfluss der Messsystemkomponenten vom Sensorverhalten zu trennen wurde zusätzlich eine Referenzschaltung aus thermisch hochpräzisen Widerständen (350 Ohm) verwendet. Dadurch konnte der temperaturbedingte Einfluss der Messelektronik einschl. möglicher Spannungsschwankungen aus der Batterieversorgung isoliert und in Form einer systembezogenen Korrekturfunktion beschrieben werden.

In einem zweiten Schritt wurde die Messunsicherheit der Rissbreitensensoren durch Vergleich mit der berechneten thermischen Dehnung eines Stahlblechs als Referenz bestimmt.

Unter Berücksichtigung einer angestrebten Messunsicherheit im μm -Bereich konnten für das Messsystem und die Rissbreitensensoren lineare Temperaturkompensationsfunktionen genutzt werden. Das Grundprinzip lässt sich im vorliegenden Beitrag allgemein wie folgt formulieren:

$$w_{komp}(t) = w_{roh}(t) - f_{sys}(T(t)) - f_{sens}(T(t)) \quad (1)$$

Dabei bezeichnet $w_{roh}(t)$ die gemessene Rissbreite zum Zeitpunkt t , $f_{sys}(T(t))$ die systembedingte Temperaturkorrektur und $f_{sens}(T(t))$ die sensorbezogene Temperaturkorrektur. Die Größe $w_{komp}(t)$ beschreibt die daraus abgeleitete temperaturkompensierte Rissbreite.

3 Bauwerk und Messkonzept an der Laxenburger Brücke

Die Laxenburger Brücke ist ein bestehendes Brückentragwerk, an dem im Rahmen der Bauwerksüberwachung ausgewählte Risse kontinuierlich beobachtet werden. Die Messung erfolgt im Rahmen eines Forschungsprojekts an einem Demonstrationsobjekt, das in [6] detailliert beschrieben ist. An der Messstelle ist das in Kapitel 2 beschriebene drahtlose Messsystem installiert. Es erfasst die Rissbreitenänderungen an zwei kombinierten Schub-/Biegezugrissen sowie die Betontemperatur und relative Luftfeuchtigkeit.

Die Lage der Sensoren ist in Abbildung 2 dargestellt. Die technischen Spezifikationen des Monitoringsystems sind in Tabelle 1 und Tabelle 2 zusammengefasst. Zur Messunsicherheit der Sensoren in Bezug auf die Temperatur waren keine Herstellerinformationen verfügbar und es wurde auch keine explizite Temperaturkalibrierung, wie im vorherigen Kapitel erläutert, durchgeführt.



Abbildung 2 Messsystem installiert an Laxenburger Brücke aus [6]

Tabelle 1 Monitoringsystem Laxenburger Brücke

Kenngröße	Angabe
Bauwerk	Laxenburger Brücke
Bauteil	Steg
Überwachter Schaden	Schubrisse ~0,3 mm
Mote	SMUSEU43
Port 1	KG-2A EFA150317
Port 2	KG-2A EFA150319
Port 3	-
Port j5	Temperatur und relative Luftfeuchtigkeit im Beton
OnBoard	Temperatur, relative Luftfeuchtigkeit und Batteriespannung an der Platine
Messrate	Alle 15 min (= 0,0011 Hz)

Tabelle 2 Rissbreitensensoren an Port 1 und Port 2

Kenngröße	Angabe
Port 1	KG-2A EFA150317
Messbereich	2 mm
Kennwert	1,540 mV/V
Empfindlichkeit	0,77 mV/V/mm
Linearitätsabweichung	< 3% vom Messbereich
Eingangswiderstand	351,4 Ω
Messbasis	100 mm
Port 2	KG-2A EFA150319
Messbereich	2 mm
Kennwert	1,525 mV/V
Empfindlichkeit	0,7625 mV/V/mm
Linearitätsabweichung	< 3% vom Messbereich
Eingangswiderstand	350,9 Ω
Messbasis	100 mm

4 Methode und Auswertung

Das an der Laxenburger Brücke eingesetzte Messsystem ist hinsichtlich Mote-Typ und angeschlossener KG-2A-Risswegaufnehmer baugleich mit dem in [4] untersuchten System. Für die Felddauswertung wird daher die dort ermittelte systembezogene Korrekturfunktion auf die Messwerte übertragen. Die Korrektur adressiert den temperaturabhängigen Einfluss der Messelektronik und Signalaufbereitung des Motes. Sensorindividuelle Temperatureinflüsse der im Feld verbauten Risswegaufnehmer werden nicht korrigiert und sind als verbleibender Unsicherheitsanteil zu berücksichtigen.

Für die systembezogene Korrektur wird die OnBoard-Temperatur des Motes verwendet, da sie die

thermischen Bedingungen der Messelektronik am direktesten beschreibt. Die nahe dem Riss gemessene Betontemperatur wird zur Gegenüberstellung der Messwerte verwendet.

Im Feld können die Temperatur am Sensor, die Temperatur an der Bauteiloberfläche und die Lufttemperatur voneinander abweichen. Solche Unterschiede entstehen unter anderem durch Sonneneinstrahlung, Abschattung, Wind, Niederschlag, Wärmespeicherung des Bauteils und unterschiedliche Oberflächenmaterialien. Zudem sollten gegebenenfalls auch Verzögerungen zwischen Temperaturänderungen und struktureller Antwort bei der Dateninterpretation berücksichtigt werden [7]. Punktuelle Messaufnahmen können diese Unsicherheiten jedoch schwer abbilden, müssen aber für vollumfängliche Beurteilungen zumindest berücksichtigt werden. Fokus der Auswertung liegt darin, zu prüfen ob die systembezogene Temperaturkompensation temperaturgeführte Anteile in den Felddaten reduziert und dadurch die Bewertung kleiner relativer Rissbreitenänderungen verbessert. Für die Auswertung werden folgende Annahmen getroffen:

- Als maßgebende Temperaturgröße für die Kompensation wird OnBoard Temperatur verwendet. Für die Interpretation thermischer Einflüsse auf den Messwert wird die nahe dem Riss gemessene Betontemperatur verwendet.
- Für die weitere Analyse wird ein Zeitraum mit möglichst wenigen Messausfällen ausgewählt, da bei drahtloser Datenübertragung über LoRa vereinzelt Kommunikationsausfälle auftreten können.
- Ausgewertet werden Änderungen der Rissbreite. Der Anfangszeitpunkt t_0 wird daher als Referenzzustand mit einer Rissbreitenänderung von $\Delta w=0$ definiert.

Auf Grundlage dieser Annahmen werden zunächst die Rohdaten der Rissbreitenmessung betrachtet. Anschließend wird die systembezogene Korrekturfunktion auf die gemessene Spannungsänderung angewandt. Die daraus resultierenden temperaturkompensierten Messwerte werden den Rohdaten gegenübergestellt und hinsichtlich Temperaturabhängigkeit, Tagesgang, Streuung und verbleibender Trends analysiert.

4.1 Aufarbeitung der Rohdaten

Im ersten Schritt wird der sensorbezogene Output, welcher eine Spannungsänderung der DMS-Vollbrücke je nach Dehnung misst, in einen zugehörigen Weg umgewandelt. Hierzu wird für das vorliegende drahtlose Messsystem folgende Formel verwendet:

$$X = \frac{main_{mvpv}}{(1000 - ref_{mvpv}) \cdot \frac{R_{sensor}}{R_5} \cdot \frac{Cap_{sensor}}{RO_{sensor}} \cdot 1000} \quad (2)$$

Mit:

X *berechneter Weg [mm]*
 $main_{mvpv}$.. *gemessene Spannungsänderung [mV/V]*
 ref_{mvpv} *gemessene Referenzspannungsänderung [mV/V]*
 R_5 *Referenzwiderstand des Systems mit 100 Ω [Ω]*
 R_{sensor} *Eingangswiderstand der DMS-Vollbrücke [Ω] (Tabelle 2)*
 RO_{sensor} *Kennwert der DMS-Vollbrücke des Sensors [mV/V] (Tabelle 2)*
 Cap_{sensor} .. *Messbereich des Sensors [mm] (Tabelle 2)*

In der Messmethodik ist berücksichtigt, dass die Versorgungsspannung der Messschaltung über den Messzeitraum schwanken kann. Für die folgenden Untersuchungen wird ein zusammenhängender Messzeitraum von über einem Jahr vom 01.05.2024 bis 30.05.2025 betrachtet. Abbildung 3 zeigt die Zeitreihe der Rissbreitenänderungen für Port 1 und Port 2. Abbildung 4 stellt die kumulative Verschiebung in Bezug auf die an der Messstelle gemessene Betontemperatur dar.

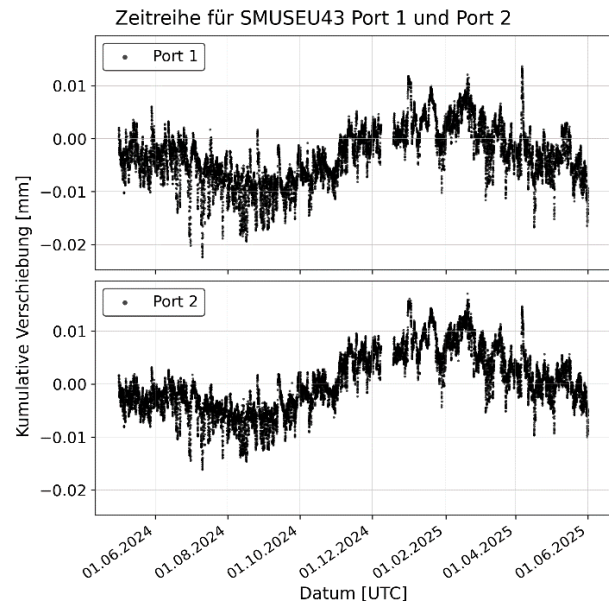


Abbildung 3 Messwerte von Zeitraum 01.05.2024 bis 30.05.2025 von Steg F Feld 10 der Laxenburger Brücke

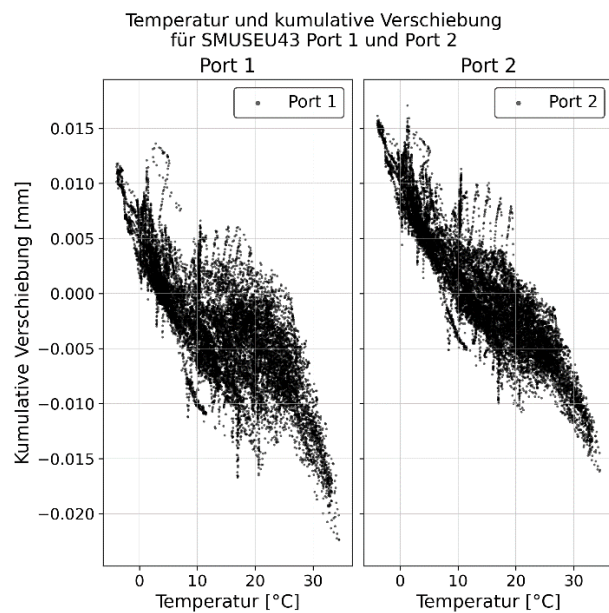


Abbildung 4 Verschiebung der Rissbreitensensoren in Bezug auf die gemessene Temperatur für Port 1 und Port 2

4.2 Temperaturkorrektur des Messsystems

Für die Temperaturkorrektur des Messsystems wird die in [4] ermittelte Temperaturkompensationsfunktion verwendet, welche sich auch aus Abbildung 1 ergibt, da das verbaute Messsystem baugleich mit dem aus der Laborkalibrierung ist. Für das Messsystem wird die Temperaturkompensation direkt an der

gemessenen Spannungsänderung wie folgt vorgenommen:

$$main_{corr} = main_{mvpv} - 0,0005 * T - 0,0107 \quad (3)$$

Mit:

$main_{corr}$...Korrigierter Messwert [mV/V]
 $main_{mvpv}$..gemessene Spannungsänderung [mV/V](Formel (2))

T gemessene OnBoard Temperatur [°C]

Da der Mote zwei verschiedene Temperaturen misst, wird der an der Platine befindliche OnBoard Temperatursensor zur Kompensation gewählt, da dieser die Konditionen des Motes am besten wiedergibt. Jeder angepasste Messpunkt wird anschließend wieder in Formel (2) in einen äquivalenten Weg umgerechnet.

5 Ergebnisse

Die Ergebnisse ohne und mit Temperaturkompensation sind in Abbildung 5 für Port 1 und Abbildung 6 für Port 2 in Bezug auf die gemessene Betontemperatur dargestellt, die zugehörigen Zeitreihen in Abbildung 7. In Tabelle 3 für Port 1 und Port 2 werden die Rohdaten den korrigierten Messdaten gegenübergestellt.

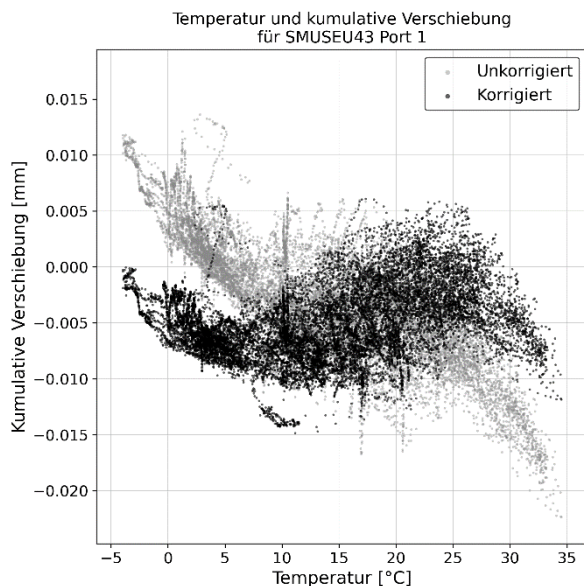


Abbildung 5 Temperaturkorrigierte Messwerte aus SMUSEU43 Port 1

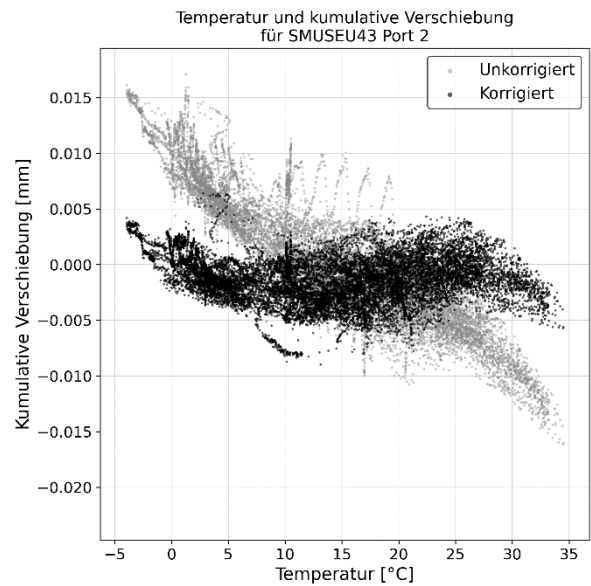


Abbildung 6 Temperaturkorrigierte Messwerte aus SMUSEU43 Port 2

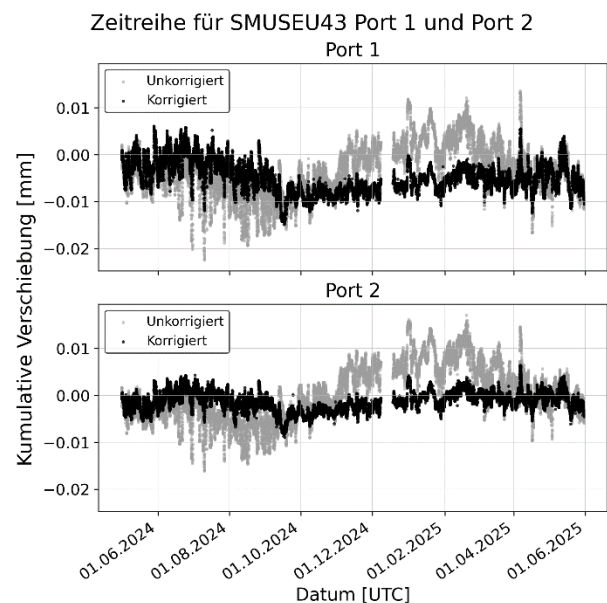


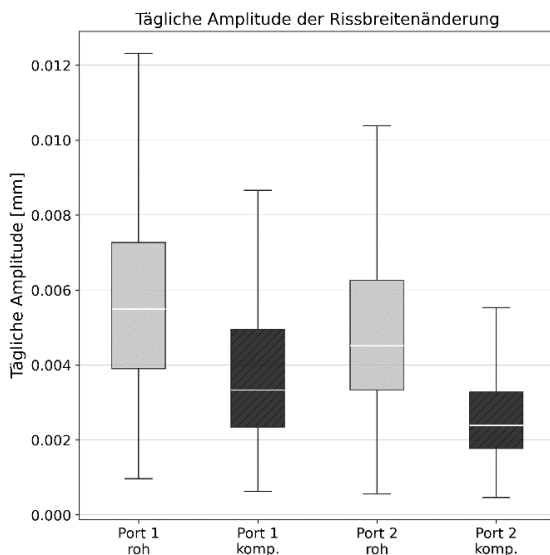
Abbildung 7 Temperaturkorrigierte Zeitreihen für Port1 und Port 2

Zur Einordnung der im Feld beobachteten Rissbreitenänderungen wurde ergänzend die Wiederholpräzision der baugleichen Messkette anhand der stabilisierten Haltepunkte aus der Laborkalibrierung [4] bewertet. Dazu wurde für jeden Temperaturhaltepunkt die Standardabweichung der korrigierten Weggröße innerhalb der stabilen Plateauphase berechnet. Die maximale Standardabweichung betrug 0,000494 mm für den Sensor an Port 2 und 0,000587 mm für den Sensor an Port 3.

Tabelle 3 Gegenüberstellung kompensierter und roher Messwerte je Port

Kennwert	Port 1	Port 1 Korrigiert	%	Port 2	Port 2 Korrigiert	%
Temperatursteigung [mm/K]	-0,000471	0,000110	-76,6 %	-0,000594	-0,000018	-97,0 %
Pearson r mit Temperatur	-0,7706	0,2949	-61,7 %	-0,8971	-0,0764	-91,5 %
Standardabweichung [mm]	0,0053	0,0033	-38,8 %	0,0058	0,0021	-64,3 %
tägliche Median-Amplitude [mm]	0,0055	0,0033	-39,4 %	0,0045	0,0024	-47,1 %

Unter Ansatz eines Erweiterungsfaktors von $k=2$ ergeben sich daraus erweiterte Wiederholpräzisionsanteile von rund 0,0010 mm beziehungsweise 0,0012 mm mit einer 95 % Wahrscheinlichkeit unter Annahme einer Normalverteilung. Diese Werte liegen deutlich unterhalb der im Feld beobachteten Streuungen der kompensierten Messwerte. Die Standardabweichung der kompensierten Felddaten beträgt 0,0033 mm für Port 1 und 0,0021 mm für Port 2. Damit sind die in der Feldmessung beobachteten Änderungen nicht auf eine schlechte Wiederholpräzision zurückzuführen, sondern auf tatsächliche geringfügige Rissbreitenveränderungen. Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass die Temperaturkompensation sowohl die Streuung als auch die Temperaturabhängigkeit der Messwerte deutlich verringert. Die Wirkung ist bei Port 2 stärker ausgeprägt als bei Port 1. Zusammengefasst ist der Effekt der Kompensation im Boxplot in Abbildung 8 ersichtlich.

**Abbildung 8** Boxplot zum Vergleich der Ports mit den kompensierten Messwerten

6 Diskussion

Die Auswertung zeigt, dass die unkompensierten Rissbreitenmessungen an der Laxenburger Brücke

deutlich temperaturgeführt sind. Ohne eine geeignete Temperaturkompensation könnte aus Messwerten eine ausgeprägte temperaturabhängige Rissbreitenänderung abgeleitet werden. Diese Interpretation ist jedoch nur eingeschränkt belastbar, da äußere Einwirkungen, wie z.B. Temperatur, nicht nur auf das Tragwerk, sondern auch auf das gesamte Messsystem Einfluss nehmen.

Durch die Anwendung der systembezogenen Temperaturkompensation wird dieser Einfluss deutlich reduziert. Bei beiden Ports nehmen Temperatursteigung, Korrelation mit der Betontemperatur und Standardabweichung ab. Die Ergebnisse zeigen damit, dass ein wesentlicher Anteil der scheinbar temperaturabhängigen Rissbreitenänderung in den Rohdaten auf die Temperatursensitivität des Messsystems zurückzuführen ist.

Die ergänzende Bewertung der Wiederholpräzision ordnet die verbleibenden Änderungen messtechnisch ein. Sie zeigt, dass die Wiederholpräzision des Messsystems besser ist als die Streuung der temperaturkompensierten Messwerte. Die im Feld beobachteten Änderungen sind daher nicht ausschließlich auf die Messunsicherheit des Messsystems zurückzuführen, sondern beinhalten auch minimale Rissbreitenveränderungen.

Dieser Umstand erlaubt es, dass die Messwerte auch im Bereich ihrer Streuung bewertet und interpretiert werden können. So fällt bei der Betrachtung der Streuung in Abhängigkeit von der Temperatur auf, dass die Streuung bei höheren Temperaturen anscheinend auch höher ist. Dies könnte Folge von betrieblichen Einwirkungen sein. Plausibel ist insbesondere ein verkehrsinduzierter Anteil, da höhere Betontemperaturen häufig mit Tageszeiten erhöhten Verkehrsaufkommens zusammenfallen.

Für die Bewertung der Messdaten ist zwischen der Messaufgabe, den daraus resultierenden Genauigkeitsanforderungen und dem Nachweis der Eignung des Gesamtmesssystems zu unterscheiden. Nach [6] liegt der Genauigkeitsanspruch für Rissbreitenmessungen bei 0,05 mm unter statischen Lasten. Mit

dem vorliegenden Messsystem kann eine Messgenauigkeit von $\sim 20 \mu\text{m}$ erreicht werden, sofern eine Kalibrierung und Temperaturkompensation vorgenommen wird [4]. In diesem Beitrag wird durch die Korrektur des Temperatureinflusses auf die Messelektronik gezeigt, welche Auswirkung eine Kompensation haben kann. Sie verbessert somit die Interpretierbarkeit, ersetzt jedoch keine vollständige Messunsicherheitsbilanz oder sensorindividuelle Feldkalibrierung. Hinzu kommt, dass die Übertragung der Kalibrierung auf ein baugleiches, jedoch nicht identisches Messsystem erfolgt. Bewertet wird daher die grundsätzliche Übertragbarkeit der systembezogenen Mote-Korrektur, nicht eine vollständige sensorindividuelle Validierung. Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass Temperatureinflüsse bei hochauflösenden Rissbreitenmessungen kleine Messwertänderungen maßgeblich überlagern können. Eine Temperaturkompensation reduziert diesen messtechnisch bedingten Anteil somit deutlich.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Die Diskussion zeigt, dass hochauflösende Rissbreitenmessungen an bestehenden Brücken nur dann belastbar interpretiert werden können, wenn die Messaufgabe, die geforderte Genauigkeit und das Verhalten der gesamten Messkette gemeinsam betrachtet werden. Für die Bewertung kleiner Rissbreitenänderungen reicht es nicht aus, Rohdaten direkt als Bauteilreaktion zu deuten. Vielmehr müssen systematische Einflüsse aus Messelektronik, Sensorik, Befestigung und Umgebungstemperatur getrennt und in ihrer Kombination bewertet werden. Die angewandte systembezogene Mote-Korrektur stellt hierfür einen wichtigen methodischen Schritt dar. Sie reduziert den temperaturabhängigen Anteil der Messelektronik und verbessert damit die Aussagekraft der Felddaten. Gleichzeitig zeigt die Untersuchung, dass die Korrektur nur einen Teil der Messunsicherheit adressiert. Dennoch konnte gezeigt werden, dass die Streuung bei den kompensierten Messwerten nicht eine Folge hoher Messunsicherheit ist, sondern auch reale Rissbreitenveränderungen beinhalten. Wichtig ist hier, dass Aspekte wie die Wiederholpräzision mit in eine Bewertung aufgenommen werden müssen. Weiterführende Forschung sollte daher auf eine vollständige Eigenschaftsbewertung des Gesamtmesssystems abzielen.

Dazu sind sensorindividuelle Kalibrierungen der tatsächlich verbauten Risswegaufnehmer, zusätzliche Temperaturmessungen an Mote, Sensor und Bauteil sowie eine systematische Verknüpfung mit Verkehrs- und Lastdaten erforderlich. Auf dieser Grundlage kann künftig eine belastbare Messunsicherheitsbilanz für den Feldeinsatz erstellt und die Trennung zwischen realer Rissbewegung, Verkehrseinfluss und messtechnisch bedingten Signalanteilen weiter verbessert werden.

8 Literatur

- [1] Yu, X., Fu, Y., Li, J., Mao, J., Hoang, T., Wang, H.: *Recent advances in wireless sensor networks for structural health monitoring of civil infrastructure*. Journal of Infrastructure Intelligence and Resilience 3(1), 2024. DOI: 10.1016/j.iintel.2023.100066
- [2] Zhang, B., Ren, Y., He, S., Gao, Z., Li, B., Song, J.: *A review of methods and applications in structural health monitoring (SHM) for bridges*. Measurement 245, 2025. DOI: 10.1016/j.measurement.2024.116575
- [3] Keshmiry, A., Hassani, S., Mousavi, M., Dackermann, U.: *Effects of Environmental and Operational Conditions on Structural Health Monitoring and Non-Destructive Testing: A Systematic Review*. Buildings 13(4), 2023. DOI: 10.3390/buildings13040918.
- [4] Petschacher, M., Krüger, M.: *Practical approach to calibrating wireless sensors for use in structural health monitoring in an outdoor environment*, 13th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure SHMII-13, Graz, 2025, DOI: 10.3217/978-3-99161-057-1-103
- [5] TML – Tokio Measuring Instruments Laboratory, URL: <https://tml.jp/e/product/transducers/kg.html>, Tokio, 2026
- [6] Krüger, M., Lienhart, W.: *Präventives Bauwerksmonitoring mit intelligenten, vernetzten Systemen PreMainSHM: Leitfaden Bauwerksmonitoring*, Graz, 2024
- [7] Yang, K., Ding, Y., Jiang, H. et al.: *Time-lag effect of temperature-induced strain for concrete box girder bridges*. Journal of Civil Structural Health Monitoring 14, S. 303–320, 2024. DOI: 10.1007/s13349-023-00725-1

Materialeinsparung bei Bohrpfählen mittels 3D-betongedruckten Aussparungskörpern

Philip Wehbe, Gert Eilbracht

Fachgebiet Baustatik und Tragwerkslehre, FH Kärnten, Österreich

David Gierlinger, Andreas Trummer, Stefan Peters

Institut für Tragwerksentwurf, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Dieser Beitrag widmet sich der Materialeinsparung bei Gründungskörpern mit dem Ziel CO₂-Emissionen im Bauwesen zu verringern. In einem laufenden Forschungsprojekt wurde hierfür gemeinsam mit Industriepartnern eine Methode zur Herstellung von Bohrpfählen entwickelt, welche auf Kreisring- anstatt auf Vollquerschnitte setzt. Ziel ist es, praxistaugliche und wirtschaftliche Lösungen bereitzustellen, um Tragwerksplaner*innen und Geotechniker*innen bei Entwurf und Konstruktion von Bohrpfählen hinsichtlich des Optimierungspotenzials in Bezug auf die Materialeinsparung zu unterstützen. Künftig sollen Leitfäden und Tabellen die Anordnung von 3D-gedruckten Hohlkörpern innerhalb eines Bohrpfahls in Abhängigkeit von Beanspruchung, Länge und Durchmesser festlegen. Hierzu wurden numerische Untersuchungen (FEM) zur Bestimmung nicht benötigter Querschnittsbereiche durchgeführt. Die querschnittsoptimierten Pfähle wurden hinsichtlich Tragfähigkeit und Baugrundinteraktion erneut berechnet und ihre Herstellung mittels Bauteilprüfungen verifiziert. Angestrebt wird ein vergleichbares Lastabtragungsverhalten bei reduziertem Materialaufwand. Zudem wurde der Herstellungsprozess detailliert betrachtet und ein Prototyp im Maßstab 1:1 entwickelt und überprüft. Je nach Gründungstyp und Bodenbeschaffenheit ergeben sich Materialeinsparungen beim Beton von bis zu 40%.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Der Bausektor ist für etwa 40 % der weltweiten CO₂-Emissionen verantwortlich. Über ein Viertel dieser Emissionen wird direkt durch die Bauindustrie verursacht [1]. Weltweit wächst das Bewusstsein für Umweltschutz, was auch im Bausektor spürbar ist. Alternative Baumethoden, regenerative Baumaterialien und energieeffiziente Gebäude sind die ersten Reaktionen auf die Anforderungen nachhaltigen Bauwesens. Fakt ist auch, dass Fundamente – gemäß dem derzeitigen Stand der Technik – aus Stahlbeton hergestellt werden. Insbesondere im Spezialtiefbau, aber auch bei Baugrubenverbauten, werden regelmäßig Bohrpfähle eingesetzt. In der Praxis sind Bohrpfähle hinsichtlich der inneren Tragfähigkeit oft überdimensioniert ausgeführt [2]. Grund ist

die Herstellung von Vollquerschnitten, deren maßgebende Nachweise (äußere Tragsicherheit) sowohl von Bodenkennwerten, als auch der Boden-Bauwerks-Interaktion über Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung abhängen. Die Boden-Bauwerks-Interaktion wird zudem von Ausführungsart/Herstellungsprozess der Bohrpfähle beeinflusst.

1.2 Zielsetzung

Ziel ist die Materialeinsparung des Betons bei Bohrpfählen, ohne das Lastübertragungsverhalten zwischen Bauteil und Baugrund zu beeinträchtigen. Die Einsparung ist daher nur durch den gezielten Einbau von Hohlkörpern im Inneren des Bohrpfahls möglich. Dabei kann es sich um 3D-betongedruckte Aussparungskörper handeln, deren großer Vorteil die Formfreiheit der Konstruktion sowie der Fertiigungsprozess ist.

1.3 Methode

In diesem Forschungsprojekt soll das aus der Problemstellung abgeleitete Ziel der Materialeinsparung von Beton bei Bohrpfählen umgesetzt werden. Zu diesem Zweck müssen zunächst die nicht benötigten Querschnittsbereiche identifiziert werden. Anschließend soll eine geeignete Geometrie der Aussparungskörper entwickelt werden. Diese muss nicht nur einen ökologischen Nutzen erbringen, sondern auch technisch und wirtschaftlich realisierbar sein [3].

Dieses erfordert einen iterativen Entwurfsprozess: Eine Geometrie wird entworfen, auf Druckbarkeit und Einbaubarkeit geprüft und anschließend mittels FEM-Simulation auf dessen Tragsicherheit überprüft. Zudem sind Möglichkeiten zu entwickeln, die Hohlkörper in den Bewehrungskorb zu integrieren. Zudem muss der Nachweis der Auftriebssicherheit der Hohlkörper, sowohl im Grundwasser als auch im Frischbeton, erbracht werden. Begleitend dazu sollen Laborversuche und ein abschließender Feldversuch die theoretischen Forschungsergebnisse und die grundsätzliche Machbarkeit auf der Baustelle verifizieren. Erwartet werden, in Abhängigkeit von Pfahldurchmesser, Pfahltiefe sowie Baugrund Materialeinsparungen von bis zu 40 %.

2 Stand der Technik / Wissenschaft

2.1 Bohrpfähle

Zur Auslegung von Bohrpfählen muss zunächst das Tragverhalten erfasst werden, um optimierbare Querschnittsbereiche für Materialeinsparungen abzuleiten. Dies umfasst zunächst die statische Analyse eines konventionellen Bohrpfahls. Der Schwerpunkt liegt dabei sowohl auf den zulässigen Verformungen, welche maßgeblich vom umgebenden Boden bestimmt werden, als auch auf den inneren Kraft- und Spannungszuständen als Grundlage für die Bewertung der Querschnittsausnutzung.

Um mögliche Optimierungskonzepte zu entwickeln, muss der Herstellungsprozess von Bohrpfählen untersucht werden. Bei konventionell hergestellten Bohrpfählen mit verrohrter Bohrung umfasst dieser Prozess [4]:

- (1) Niederbringen der Verrohrung mittels Verrohrungsanlage
- (2) Lösen des Bodens mittels Greif- oder Drehbohrer

- (3) Einbau des (vorgefertigten) Bewehrungskorbes
- (4) Betoniervorgang unter gleichzeitigem Ziehen des Rohres
- (5) Aushärtung des Bohrpfahls

Die Herstellung von Bohrpfählen mit Verrohrung eignet sich für den Einsatz materialreduzierter Bohrpfähle, da der Bewehrungskorb vor dem Betonieren eingebracht wird. Bei anderen Verfahren, wie z.B. der Herstellung von Schneckenortbetonpfählen, wird der Pfahl zunächst betoniert und anschließend der Bewehrungskorb eingesetzt. Hier ist das nachträgliche Einbringen des Bewehrungskorbes mit integrierten Hohlkörpern nicht möglich.

Neben den klassischen Gründungspfählen, welche für eine Materialreduktion geeignet sind, gibt zudem drei Arten von Bohrpfahlwänden: aufgelöste, tangierende oder überschchnittene Bohrpfahlwände [4]. Alle drei Varianten eignen sich für eine Optimierung, sofern sie verrohrt hergestellt werden. Bei überlappenden Bohrpfahlwänden eignen sich jedoch nur die Sekundärpfähle für das Einbringen von Hohlkörpern, da die Primärpfähle unbewehrt sind und daher keine Befestigung von Hohlkörpern zulassen (vgl. Kapitel 5).

2.2 Beton-3D-Druck

Heutzutage unterscheidet sich diese additive Fertigung vor allem durch den großformatigen Druck auf der Baustelle, wo Bauteile mit großen Druckbreiten (bis zu 30 cm) hergestellt werden, während kleine Drucksysteme dünnwandige Bauteile mit einer Druckbreite von etwa 15 mm oder mehr produzieren können [5].

Das Institut für Tragwerksentwurf an der Technischen Universität Graz arbeitet seit 2015 im Roboterdesignlabor des Labors für Tragwerksentwurf am 3D-Betondruck [5]. Pilotprojekte zeigen, dass der 3D-Betondruck die wirtschaftliche Herstellung komplexer Geometrien ermöglicht und den Materialaufwand bei Stahlbetonplatten und -decken reduziert. Hier wurden bereits Einbauteile für die Herstellung von Leichtbaudecken entwickelt, welche die CO₂-Emissionen im Hochbau reduzieren [6]. Ungeachtet der Anzahl bereits erfolgreich abgeschlossener Forschungsprojekte und Pilotprojekten des Instituts für Tragwerksentwurf (ITE), besteht weiterhin erheblicher Forschungsbedarf für den

strukturellen Einsatz additiv gefertigter Betonelemente [5][7][8].

3 Aussparungskörper – Entwurf und Konstruktion

Der Entwurf der Aussparungskörper hängt von mehreren Faktoren ab. Zunächst bestimmt der Pfahldurchmesser den maximalen Durchmesser des Hohlkörpers, abzüglich der Betondeckung sowie der Durchmesser der Bewehrungsstäbe. Zusätzlich muss das Einbringen eines Betonrohres über die gesamte Pfahltiefe, zwischen Aussparungskörper und Bewehrungskorb, möglich sein

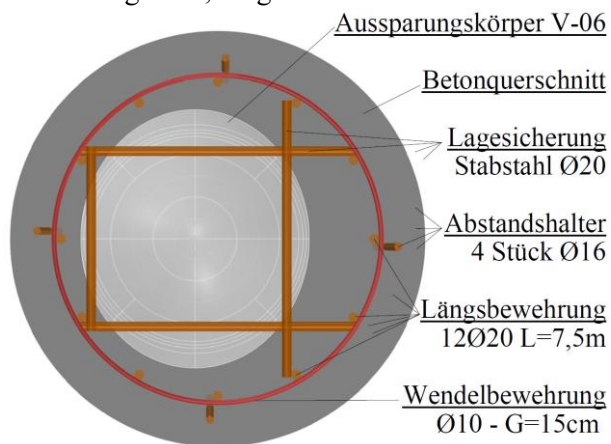


Abbildung 1 Querschnitt eines optimierten Bohrpahls unter gegebenen Randbedingungen

Dies ist einerseits notwendig, um eine Entmischung des Pfahlbetons aufgrund großer Fallhöhen zu verhindern, sowie das Betonieren im Grundwasser im Kontraktorverfahren zu ermöglichen. Abbildung 1 zeigt den möglichen Querschnitt eines optimierten Bohrpahls, wobei die Randbedingungen der Betondeckungen sowie der Platzbedarf des Betonierrohres berücksichtigt werden.

Abbildung 2 zeigt die im Entwurfsprozess erarbeiteten Geometrien. Vergrößert in der Abbildung dargestellt sind die beiden im Feldversuch (vgl. Kapitel 5) getesteten Varianten V-04 und V-06. Die Auswahl begründet sich mit der höchsten Materialeffizienz aus Variante V-04, während V-06 die höchste Resilienz im Lastfall „Frischbetondruck“ aufweist. Weitere Kriterien sind die Herstellbarkeit des Bauteils in bestehenden 3D-Betondrucksystemen sowie die spätere Lage des Aussparungskörpers im Bohrpfahl, da beim Betonieren in größeren Pfahl-tiefen durch den hydrostatischen Frischbetondruck höhere Belastungen auf den Hohlkörper wirken. Aufgrund der dünnwandigen Bauweise und der äußeren Belastung ist das Ziel, die Aussparungskörper so zu gestalten, dass durch die Schalentragswirkung die auftretenden inneren Beanspruchungen in erster Linie durch Membranspannungen aufgenommen werden. Die zuvor genannten geometrischen Randbedingungen erfordern jedoch eine Abweichung vom idealen Kreisquerschnitt, wodurch im Körper auch

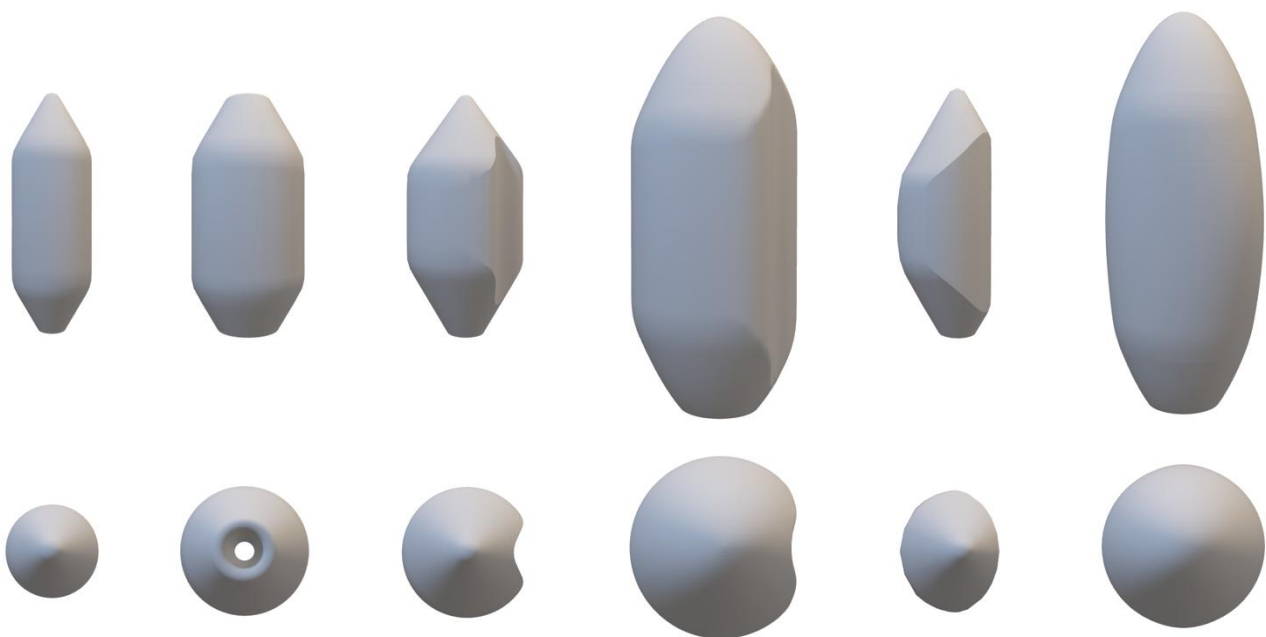
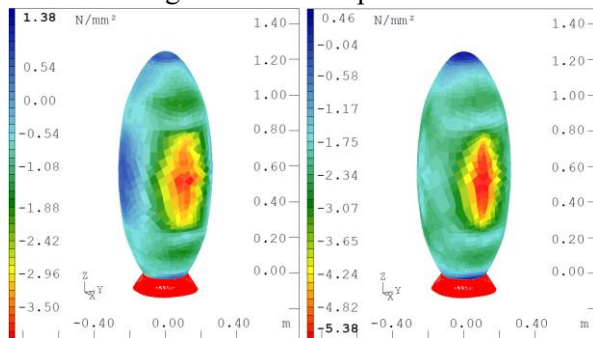


Abbildung 2 Aussparungskörper der Entwurfsvarianten (v.li.): V-01 ; V-02 ; V-03 ; V-04 ; V-05 und V-06

Tabelle 1 Vergleich der Aussparungskörpervarianten hinsichtlich eingesparten Betons zu verwendetem 3D-Druckmaterial

Aussparungskörper Variante:	V-01	V-02	V-03	V-04	V-05	V-06
Eingesparter Beton (B) [dm ³]	146	309	251	253	201	210
Verwendeter Printbeton (P) [dm ³]	29	59	37	32	35	33
Verhältnis B/P	5,03	5,24	6,78	7,90	5,74	6,40

Biegespannungen auftreten. Anhand eines Finten-Elemente-Modells (FE-Modell) in der Statik Software SOFiSTiK erfolgte die Spannungsermittlung für die gewählten Geometrien. Ohne Berücksichtigung von geometrischen Imperfektionen erfolgte die Lastaufbringung des Betonierdrucks vereinfacht als Flächenlast von 175 kN/m² - dies entspricht einer Betonierhöhe von 7,0 m. Da es bisher kein allgemein anerkanntes Bemessungsverfahren für 3D-gedruckte Betonbauteile gibt [7], wird als Bemessungskriterium die Hauptzugspannung begrenzt, um ein Versagen der Hohlkörper zu verhindern.


Abbildung 3 FE-Analyse eines Aussparungskörpers, Lastfall hydrostatischer Frischbetondruck

Bei Betrachtung der Spannungen ist ersichtlich, dass die größte Zugspannung von 1,38 N/mm² an der Außenseite des Aussparungskörpers, an den Rändern des Querschnitts auftritt. Diesem Ergebnis gegenübergestellt wurde auf Basis bisheriger Versuche die Biegezugfestigkeit von 3,0 N/mm² [5]. Weiters ist der Wert aufgrund der Einzigartigkeit des Versuchs mit Probebohrpfahl aus derzeitiger Sicht konservativ gewählt. Begleitende Laborproben haben eine mittlere Biegezugfestigkeit von 8 N/mm² ergeben (vgl. Kapitel 4.1). Neben der Trag-sicherheit werden die ökonomische und ökologische Nachhaltigkeit berücksichtigt. 3D-Druckbeton enthält höhere Zementanteile, weist somit höhere CO₂-Emissionen auf und ist zudem kostspieliger als herkömmlicher Beton. Die Praxis zeigt, dass der 3D-Betondruck dann wirtschaftlich ist, wenn 1 Teil Printbeton 6 Teile konventionellen Beton ersetzt. Daher wurden nur Entwürfe mit jenem Verhältnis über 6,0 betrachtet. In Tabelle 1 sind die verschiedenen Varianten aus Abbildung 2 hinsichtlich der Ökologie gegenübergestellt. Nach Abschluss des Entwurfsprozesses folgt die Herstellung der Aussparungskörper (vgl. Abbildung 4).


Abbildung 4 Darstellung des 3D-Druckverfahrens für die Aussparungskörper a) der statisch optimierten Variante V-06, b) der ökologisch optimierten Variante V-04, c) drei Aussparungskörper sowie Prüfkörper

4 Laborversuche

4.1 Festigkeitsprüfungen

Parallel zur Herstellung der Aussparungskörper wurden Druckfestigkeitsprüfungen des 3D-Druckmaterials durchgeführt. Die charakteristischen Druckspannungen wurden an Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm gemäß der österreichischen Norm für Beton – Spezifikation, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität ÖNORM B 4710-3 [9] geprüft. Dabei wurden sowohl gegossener Druckbeton ohne Zusatz eines Abbindebeschleunigers, als auch 3D-betongedruckte Probewürfel mit beschleunigtem Printmaterial geprüft (Abbildung 5). In beiden Fällen lagen die zum Versagenszeitpunkt gemessenen Druckspannungen über den vom Hersteller angegebenen 35 N/mm^2 . Die Zugfestigkeit wurde mittels eines Dreipunkt-Biegeversuchs geprüft. Als Prüfkörper diente eine 3D-betongedruckte Scheibe mit den Abmessungen Länge/Breite/Höhe = $40 / 1,7 / 16 \text{ cm}$, welche stehend produziert und liegend getestet wurde, um die Lastabtragung in praxisrelevanter Richtung zu simulieren. Es wurden mittlere Zugspannungen von 8 N/mm^2 gemessen, während nach Herstellerangabe „ca. 9 N/mm^2 “ zu erwarten sind.



Abbildung 5 Überprüfung der Druckfestigkeit mittels Würfeldruckprüfung



Abbildung 6 Überprüfung der Biegezugfestigkeit mittels Dreipunktbiegezugprüfung

4.2 Auftriebssicherheit

Zusätzlich zu herkömmlichen Festigkeitsprüfungen wurde ein Laborversuch zur Auftriebssicherheit von 3D-betongedruckten Aussparungskörpern im Frischbeton konzipiert und durchgeführt, um die Lagesicherheit der Hohlkörper während der Betonierphase zu beurteilen. Untersucht wurde der Beitrag viskoser Kräfte als Gegenkraftkomponente zur archimedischen Auftriebskraft. Zu diesem Zweck wurde ein Versuch durchgeführt, bei dem ein 3D-betongedruckter Hohlkörper mit Durchmesser 30 cm und einer Höhe von 40 cm in einer Schalungskammer ($l/b/h = 50 / 50 / 150 \text{ cm}$) in Pfahlbeton einbetoniert und anschließend mit einer konstanten Geschwindigkeit von $1,2 \text{ cm/s}$ aus dem Frischbeton herausgezogen wurden (vgl. Abbildung 7). Durch den Einsatz von Messtechnik wurde die vorhandene Haltekraft gegen den erwarteten Auftrieb ermittelt.



Abbildung 7 Versuchsaufbau zur Ermittlung der viskosen Widerstandskräfte

Die Ergebnisse belegen, dass viskose Kräfte einen wesentlichen Einfluss auf die Auftriebssicherheit haben und somit dafür sorgen, dass die Hohlkörper im Frischbeton in Position bleiben. Somit kann der Auftriebsnachweis nach archimedischem Prinzip $F_G \geq F_A$ um die viskose Widerstandskraft F_R erweitert werden:

$$F_G + F_R \geq F_A \quad (1)$$

F_G Gewichtskraft

F_R viskose Widerstandskraft

F_A Auftriebskraft

Die viskose Widerstandskraft wird über das den hydrostatischen Frischbetondruck auf die Mantelfläche der Aussparungskörper ermittelt. Diese horizontale Resultierende wird mit dem Korrelationskoeffizienten μ multipliziert, um die viskose (Reibungs-)Kraft als vertikale Resultierende zu erhalten:

$$F_R = (\sigma_{hk} \cdot A_{AK}) \cdot \mu \quad (2)$$

σ_{hk} hydrostatischer Frischbetondruck

A_{AK} Mantelfläche des Aussparungskörpers

μ Korrelationskoeffizient

Der Korrelationskoeffizient kann im Fall von Reibungskräften materialabhängig für feste Werkstoffe aus der Literatur entnommen werden. Für die vorhandene Situation, der viskosen Reibungskräfte innerhalb des Frischbetons, gibt es jedoch keine nachschlagbaren Koeffizienten. Grund hierfür ist einerseits der bislang wenig erforschte Werkstoff des 3D-Druckbetons, welcher zudem mit unterschiedlichen Layerstärken verschiedene Oberflächenrauigkeiten vorweist, die wiederum die mit frischbeton benetzte Fläche darstellt, welche maßgebend für die Widerstandskräfte ist. Andererseits können Flüssigkeiten selbst keine Reibungen übertragen. Der Frischbeton wird zwar als flüssig, bzw. fließfähig kategorisiert, überträgt jedoch viskose Kräfte, welche in vorliegendem Laborversuch ermittelt wurden. Aus den Versuchsbeobachtungen lässt sich somit ein erster Korrelationskoeffizient berechnen:

$$\mu = \frac{F_A + F_Z}{\sigma_{hk} \cdot A_{AK}} \quad (3)$$

F_Z erforderliche Zugkraft aus Versuch

Die Summe der archimedischen Auftriebskraft sowie der zusätzlichen Zugkraft, welche für das Herausziehen des Probekörpers erforderlich ist, stellt die messbare, resultierende viskose Widerstandskraft F_R des Laborversuches dar. Aus den vorliegenden Versuchsparametern resultiert somit ein Korrelationskoeffizient von $\mu \cong 0,035$. Für die Ermittlung eines allgemeinen Koeffizienten sind weitere Laborversuchen notwendig, um die Varianz diverser Versuchsparameter abzubilden.

5 Feldversuch

Ziel des Feldversuchs war es, die Herstellung zweier verschiedener, materialreduzierter Bohrpfähle unter realen Bedingungen zu demonstrieren und zu bewerten. Dabei wurden im ersten Pfahl die Variante V-04 und im zweiten Pfahl die Aussparungskörpervariante V-06 eingesetzt (vgl. Kapitel 3). So wurde einerseits ein materialreduzierte Pfahl mit größtmöglicher ökologischer Optimierung getestet. Im zweiten Pfahl wurde der Einsatz der statisch optimierten Geometrie untersucht. Der Prozess des Feldversuchs umfasste folgende Schritte:

- (1) Entwurf zweier optimierten Bohrpfähle
- (2) Konstruktion der weiterentwickelten Aussparungskörper-Varianten
- (3) numerische Simulation der Aussparungskörper (vgl. Abbildung 3)
- (4) Produktion (3D-Betondruck) der Aussparungskörper (vgl. Abbildung 4)
- (5) Manuelles Einschieben der Hohlkörper in den Bewehrungskorb (vgl. Abbildung 8)
- (6) Fixierung der Aussparungskörper in der vorgesehenen Lage im Bewehrungskorb mittels verschweißtem Stabstahl (vgl. Abbildung 1)
- (7) Transport der vorgefertigten und mit Aussparungskörpern bestückten Bewehrungskörbe auf die Baustelle (vgl. Abbildung 9)
- (8) Herstellung zweier Bohrpfähle auf einem Baufeld (vgl. Abbildung 10)
- (9) Freilegen und -schneiden des ausgehärteten, materialreduzierten Bohrpfahls (vgl. Abbildung 11)

Letzter Schritt dient zur Validierung der Tragfähigkeit, Lagesicherheit und Dichtheit der Aussparungskörper, sowie deren Verbund mit dem Pfahlbeton. Die Dichtheit tieferliegender Aussparungskörper konnte mittels Sondierung bestätigt werden.

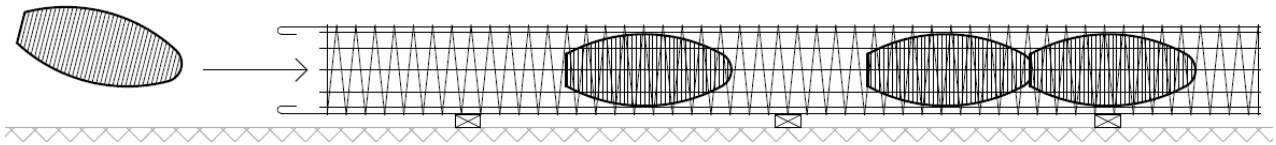


Abbildung 8 Einbringen der Aussparungskörper in den vorgefertigten Bewehrungskorb



Abbildung 9 Bewehrungskörbe mit integrierten Aussparungskörpern



Abbildung 10 Einbringen des mit Aussparungskörpern bestückten Bewehrungskorbes

Das Betonieren stellte während des Feldversuchs die größte Herausforderung dar, da das Betonrohr aufgrund der feststehenden Hohlkörper nicht mittig in das Bohrloch eingeführt werden konnte. Zu diesem Zweck wurden die Aussparungskörper, wie im

Entwurfsprozess beschrieben, als exzentrische Ellipsoide gestaltet, um so viel Pfahlbeton wie möglich einzusparen und gleichzeitig die Platzanforderungen zu erfüllen.

Ergebnis des Feldversuchs ist zunächst der Beweis der Praxistauglichkeit der Herstellung materialreduzierter Bohrpfähle. Auch konnten die Bemessungsergebnisse der numerischen Analyse verifiziert werden. Hierbei wurde die Tragsicherheit der Aussparungskörper im Lastfall „hydrostatischer Frischbetondruck auf die Mantelfläche“ untersucht. Während das numerisch ermittelte Bauteilversagen der Variante V-04 eingetreten ist, konnte die Tragsicherheit des Aussparungskörpers V-06 erfolgreich demonstriert und bestätigt werden. Die Validierung der Ergebnisse stellt künftig die Grundlage für Weiterentwicklungen der Aussparungskörper dar.



Abbildung 11 Schnitt durch den materialreduzierten Bohrpfahl mit Aussparungskörper V-06

6 Fazit und Ausblick

Das Projekt veranschaulicht den Übergang von der Idee zur praktischen Umsetzung. 3D-betongedruckte Aussparungskörper können in ungenutzten Querschnittsbereichen von Bohrpfählen so eingesetzt werden, dass die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit erhalten bleiben und der Materialbedarf deutlich reduziert wird. Die Herstellbarkeit wurde unter realen Bedingungen nachgewiesen. Methodisch erweitert die Berücksichtigung von viskosen Kräften die Überprüfung der Auftriebssicherheit und schließt damit eine sicherheitsrelevante Lücke in der Herstellungsphase materialreduzierter Bohrpfähle. Es wurde ein Konzept entwickelt, mit dem je nach Belastung, Pfahldurchmesser und Pfahltiefe bis zu 40 % des eingesetzten Materials eingespart werden können.

Für eine breitere Anwendung wird eine schrittweise Weiterentwicklung empfohlen. Darüber hinaus sollen die entscheidenden Einflussgrößen der Hohlkörpergeometrie sowie deren Fixierung im Bewehrungskorb weiterentwickelt werden. Zudem muss die Steifigkeit materialreduzierter Bohrpfähle unter Berücksichtigung verschiedener statischer Belastungen untersucht werden. Parallel dazu sollen zusätzliche und vielfältigere Laborversuche zu viskosen Kräften den bestehenden Korrelationskoeffizienten für den Nachweis der Auftriebssicherheit verifizieren. Es müssen weitere Überprüfungen durch Feldversuche in der Baupraxis durchgeführt werden, um bisher unbekannte Herausforderungen bei der Ausführung aufzudecken und zu bewältigen. Schließlich soll ein Entwurfskonzept erstellt werden, um eine breite Anwendung zur Reduzierung des Ressourcenverbrauchs in der Bauindustrie sicherzustellen.

7 Literatur

- [1] United Nations Environment Programme (2005) Global Status Report for Buildings and Construction 2024/2025: *Not just another brick in the wall – The solutions exist. Scaling them will build on progress and cut emissions fast*. Paris.
- [2] Schmitt, J., Burbaum, U., Bormann, A.: *Simmer Grundbau 2*, Springer Nature, Wiesbaden, 2024
- [3] Kloft, H., Gehlen, C., Dörfler, K., Hack, N., Henke, K., Lowke, D., Mainka, J., Raatz, A.: *Additive Fertigung im Bauwesen*, Bautechnik, vol. 98, pp. 222–231, 2021
- [4] Keller Grundbau Ges.mbH Homepage, <https://www.kellergrundbau.at/sites/keller-at/files/2019-07/broschuere-bohrpfaehle-bohrpfahlwaende-at.pdf>, zuletzt aufgerufen am 17.05.2026
- [5] Gierlinger, D., Hansemann, G., Schmid R., Trummer, A., Peters, S.: *Entwerfen und Konstruieren mit Beton-3D-Druck*. Bautechnik, pp. 1–15, 2025
- [6] Hansemann, G.: *coebro [ceiling] – Strukturleichtbaudecken mittels 3D-gedruckter Schalungselemente aus Beton*. Dissertation, TU Graz, 2025
- [7] Asprone, D. et al.: *Structural Design and Testing of Digitally Manufactured Concrete Structures*, In: Roussel, N., Lowke, D.: *Digital Fabrication with Cement-Based Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM TC276-DFC*, Vol. 36, Springer, pp. 187–222, 2022
- [8] Deutscher Beton- und BautechnikVerein e. V. [Hrsg.]: *Digitale Fertigung im Betonbau – Grundsätze, Definitionen und mögliche Anwendungen*, DBV-Heft 53, 2023
- [9] Austrian Standards: *ÖNORM B 4710-3: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*, 2023

Unterschiedliche Prüfkonzeppte anwenden – gleiche Bewertung erwarten?

Einfluss der Prüf- und Bewertungsmethodik auf die Ergebnisse der Wassereindringtiefe und den Frostwiderstand von Beton

Claudia Baldermann, Michael Autischer, Konstantin Volker Hohmann, Sarah Steiner, Joachim Juhart

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Bewertung der Dauerhaftigkeit von Beton erfolgt über normative Prüfverfahren, deren nationale und europäische Anwendung zu unterschiedlichen Ergebnissen führen kann. In diesem Beitrag werden die Wassereindringtiefe sowie Frost- und Frost-Tausalzprüfungen vergleichend betrachtet. Für die Wassereindringtiefe zeigen die Ergebnisse, dass mittlere und maximale Eindringtiefe unterschiedliche Informationen liefern und nicht unmittelbar ineinander überführbar sind. Bei den Frostprüfungen steht das österreichische Nullbetonkonzept im Fokus. Die untersuchten Nullbetone zeigen trotz normativ definierter Zusammensetzung deutliche Streuungen, die durch Luftporengehalt, Bindemittelzusammensetzung und Prüfalter beeinflusst werden. Dadurch kann der Nullbeton als Referenz die Bewertung des Prüfbetons maßgeblich verschieben. Die Ergebnisse unterstreichen den Bedarf an einer differenzierteren und besser dokumentierten Bewertungssystematik.

1 Einleitung

Die Bewertung der Dauerhaftigkeit von Beton erfolgt auf Basis normativer Prüfverfahren, die sowohl auf europäischer als auch auf nationaler Ebene festgelegt sind. Obwohl diese Prüfungen grundsätzlich eine vergleichbare Beurteilung ermöglichen sollen, können Unterschiede in Prüfmethode, Probekörpergeometrie, Auswertung und Bewertungskonzept zu abweichenden Ergebnissen führen. Dies ist insbesondere bei der Wassereindringtiefe sowie bei Frost- und Frost-Tausalzprüfungen relevant.

In Österreich werden einzelne Dauerhaftigkeitsprüfungen durch nationale Anwendungsregeln ergänzt bzw. abweichend bewertet. Während bei der Wassereindringtiefe unterschiedliche methodische Zugänge zu systematischen Abweichungen führen können, basiert die Bewertung der Frostbeständigkeit auf einem relativen Vergleich mit einem sogenannten Nullbeton. Dadurch wird eine geeignete Standardisierung erhalten, jedoch hängt somit das Prüfergebnis nicht ausschließlich vom untersuchten Prüfbeton ab, sondern auch von der Qualität, Herstellung, Lagerung und Streuung des Nullbetons.

Ziel des Beitrags ist es, die Auswirkungen nationaler und europäischer Prüf- und Bewertungskonzepte anhand der Wassereindringtiefe sowie der Frost- und Frost-Tausalzprüfung zu untersuchen.

2 Methodik

Für die Untersuchung des Einflusses der Prüfmethode [2][3] auf die Wassereindringtiefe wurden Ergebnisse aus unterschiedlichen Prüf- bzw. Bewertungsansätzen gegenübergestellt und hinsichtlich Korrelation, systematischer Abweichungen und möglicher Auswirkungen auf die Beurteilung identischer Betone im Vergleich betrachtet.

Für die Frostprüfung wurde der Fokus auf das österreichische Bewertungskonzept mit Nullbeton gelegt. Dabei wurden Nullbetone von verschiedenen Prüfstellen hergestellt und geprüft. Deren Ergebnisse werden vergleichend gegenübergestellt. Neben den absoluten bzw. flächenbezogenen Abwitterungsmassen wurden insbesondere Einflussgrößen wie Luftporengehalt, Prüfalter, Druckfestigkeit und Zusammensetzung berücksichtigt.

Unterschiedliche Prüfkonzepte anwenden – gleiche Bewertung erwarten?
Einfluss der Prüf- und Bewertungsmethodik auf die Ergebnisse der Wassereindringtiefe und den Frostwiderstand von Beton

Tabelle 1 Gegenüberstellung der Prüfverfahren auf Frostbeanspruchung mit und ohne Tausalz

	Würfelprüfverfahren	Balkenprüfverfahren	Plattenprüfverfahren	CDF- und CIF-Prüfverfahren
Prüfung von	XF1	XF3	XF2 und XF4	
Prüfkörper [-fläche] (Anzahl)	Würfel [geschalt] 100x100x100mm (n=4)	Prismen [geschalt] 100x100x400mm (n=3)	Würfel [geschnitten] 150x150x50mm (n=4)	Würfel [geschalt] 140x150x70mm (n=5)
Prüfflüssigkeit	Entionisiertes Wasser	Entionisiertes Wasser	3% NaCl [2][4] und entionisiertes Wasser [4]	CDF (3% NaCl) und CIF (entionisiertem Wasser)
Dauer FTZ	24h	12h	24h	12h
Anzahl FTZ	56	56	56	28 (CDF-Test); 56 (CIF-Test)
1 FTZ besteht aus	16h Frost- und 8h Tauphase	8h Frost- und 4h Tauphase	16 h Frost- und 8 h Tauphase	7 h Frost- und 5 h Tauphase
T _{min} /T _{max}	-15°C/+20°C (Würfelmitte)	-20°C/+20°C (Prüfmedium)	-20°C/+20°C (Prüfmedium)	-20°C/+20°C (Prüfmedium)
Prüfkriterium	Abwitterungsmasse [%]	Schalllaufzeit [%] = Innere Gefügeschädigung	Abwitterungsmasse [g/m ²]	Abwitterungsmasse [kg/m ²] Zus. innere Schädigung - E-Modul
Grenzwert	Prüfbeton < Nullbeton + 2%	Prüfbeton < Nullbeton + 5%	Prüfbeton < Nullbeton (>300 g/m ²) + 100 g/m² Prüfbeton < Nullbeton (<300 g/m ²) + 200 g/m²	CDF-Test: ≤ 1500 g/m ² nach 28 FTW [5] CIF-Test: ≤ 1000 g/m ² nach 28 FTW [5]

2.1 Wassereindringtiefe

Das Verfahren der Wassereindringtiefe nach ÖN B 4710-3 [2] wird in Österreich verwendet, um den Nachweis für die Expositions klasse XW1 und XW2 [1] zu erbringen.

Im Beitrag werden die Ergebnisse aus der nationalen Norm [2] mit den Ergebnissen aus der europäischen Norm EN 12390-8 [3] verglichen. Hierfür wurden drei Betonsorten mit der Bezeichnung BS1A, BS1C und B1 mit Größtkorn 22 und der Konsistenzklasse F52 von je drei Betonwerken hergestellt herangezogen. Die B1-Betone wurden mit einem CEM II/C-M (S-LL) bzw. CEM III/B und einem w/b-Wert zwischen 0,58 und 0,53 hergestellt. Die Betone der Serie BS1A und BS1C enthielten jeweils CEM I + AHWZ bzw. CEM II/A + AHWZ. Wobei die Betone der BS1A Serie mit einem w/b-Wert von 0,50 hergestellt wurden und die BS1C Betone mit einem w/b-Wert, der zwischen 0,53 und 0,63 lag. Zu beiden Prüfungen gelangten jeweils drei Prüfkörper mit den Dimensionen von 120 x 120 x 200 mm je Betonsorte, (n=9).

Beide Verfahren beruhen auf einer Beanspruchung von Wasser, welches mit einem definierten Druck auf die Oberfläche gebracht wird und anschließend der Bestimmung der Eindringtiefe am gespaltenen Prüfkörper. Unterschiede bestehen in Prüfdauer,

aufgebrachten Druck und Auswertung: Nach ÖN B 4710-3 [2] wird über 14 Tage mit 1,75 bar bzw. 7 bar geprüft und die mittlere Eindringtiefe bestimmt; nach EN 12390-8 [3] erfolgt die Prüfung über 3 Tage bei 5 bar mit Bewertung der maximalen Eindringtiefe.

2.2 Prüfverfahren auf Frostwiderstand mit und ohne Tausalz

Normativ können Prüfverfahren zur Beurteilung des Frostwiderstands von Beton zunächst nach dem verwendeten Beanspruchungsmedium unterschieden werden. Bei der Frost-Tau-Beanspruchung ohne Tausalz erfolgt die Prüfung mit entionisiertem Wasser, welches den Expositions klassen XF1 und XF3 der [1] entspricht. Die Prüfverfahren in Österreich sind das Würfelprüfverfahren für XF1 und das Balkenprüfverfahren für XF3, sowie international der CIF-Test [4]. Die Frost-Tausalz-Beanspruchung erfolgt hingegen unter Verwendung einer 3%igen Natriumchlorid-Lösung (NaCl) und ist den Expositions klassen XF2 und XF4 nach [1] zuzuordnen. Für diese Beanspruchung wird in Österreich das Plattenprüfverfahren, welches laut CEN/TS 12390-9 [4] als Referenzverfahren dient, angewendet. Darüber hinaus werden CDF-basierte Prüfverfahren international zur Bewertung der Frost-Tausalz-Beständigkeit eingesetzt. Die Verfahren unterscheiden

sich dabei hinsichtlich Probekörpergeometrie, Vorlagerungsmethodik, Frost-Tau-Zyklen und im Bewertungskonzept. In Tabelle 1 erfolgte eine Gegenüberstellung der Prüfverfahren gegenüber der verschiedenen Frostbeanspruchungen.

Insbesondere bei der Auswertung hat Österreich ein Alleinstellungsmerkmal. Die Bewertung für die Expositionsklassen XF1, XF2 und XF4 (Abwitterung) bzw. XF3 (Schalllaufzeit) erfolgt immer relativ zu einem sogenannten Nullbeton (Vergleichsbeton) und ist damit einzigartig im europäischen Raum. Dabei ist die Zusammensetzung der Nullbetone je nach Expositionsklasse XF1-XF4, aufgezeigt in Tabelle 2, klar in der nationalen Norm ÖN B 4710-3 [2] geregelt.

Tabelle 2 Zusammensetzung der Nullbetone [2], alle mit einer Gesteinskörnung mit GK 22 und einem Ausbreitmaß von 38 ± 2 cm.

	Würfelprüfverfahren	Balkenprüfverfahren	Plattenprüfverfahren
Prüfung von	XF1	XF3	XF2; XF4
Zement	CEM II/A	CEM II/A 42,5 (mind. 300 kg/m ³)	XF2 und XF4 = CEM II/A
W/B-Wert	0,55	0,55	XF2 = 0,50 XF4 = 0,45
Luftgehalt (Frischbeton) [%]	Keine künstlichen Luftporen	2,5 % bis 6,5 %	XF2 = 2,5 % bis 6,5 % XF4 = 4,0 % bis 8,0 %
L300 [%]	-	$\geq 1,0$	XF2 $\geq 1,0$ XF4 $\geq 1,8$
Abstandsfaktor [mm]	-	-	XF4 $\geq 0,18$

Unterschiede sind dabei hauptsächlich im W/B-Wert und Luftgehalt (Tabelle 2) zu finden. So haben zum Beispiel die Nullbetone bei der Prüfung auf XF3 und XF2 einen vorgeschriebenen Luftgehalt von 2,5 bis 6,5% und bei XF4 von 4,0-8,0%. Wobei dieser Bereich recht groß gefasst ist.

Für die Bewertung der Prüfergebnisse werden je nach Verfahren unterschiedliche Kenngrößen herangezogen: beim Würfelprüfverfahren der Masseverlust (XF1), beim Plattenprüfverfahren die flächenbezogene Abwitterung (XF2/XF4) und beim Balkenprüfverfahren die Veränderung der Schalllaufzeit (XF3) [4].

In der nationalen ÖN 4710-3 [2] wurde zusätzlich zu der Regelung des Nullbetons festgelegt, dass die

Probekörper für den Nullbeton nicht jedes Mal gesondert hergestellt werden müssen, sondern bis zu ein Jahr gelagert werden können. Hierfür müssen die Probekörper in einer dicken Kunststoffolie eingepackt sein und erst die letzten 14 Tage (XF2/XF4) bzw. 20 Tage (XF1) vor dem jeweiligen Prüfbeginn ausgepackt werden.

3 Ergebnisse und Diskussion

Im folgenden Kapitel wird auf die Ergebnisse der Wassereindringtiefe nach der nationalen und internationalen Norm eingegangen und ob eine Übertragbarkeit auf die jeweils andere Methode möglich ist.

Im zweiten Diskussionskapitel der Frostprüfung werden die Ergebnisse der Nullbetone hinsichtlich der Einflussparameter des Luftgehaltes, Prüfalter und Bewertungsgrundlagen diskutiert.

3.1 Wassereindringtiefe - Vergleich WUB mit WUE und Empfehlung

Die Ergebnisse der Wassereindringtiefe nach der nationalen [2] und europäischen Norm [3] sind in Tabelle 3 zusammengefasst. Beide Bewertungsansätze zeigen eine große Streuung und 2 unplausible Messergebnisse („Ausreißer“, von derselben Prüfstelle). In mehreren Wertepaaren liegt die größte Wassereindringtiefe über der mittleren Eindringtiefe; in anderen Fällen ist jedoch das Gegenteil der Fall.

Tabelle 3 Ergebnisse der Mittelwert (n=3) der Wassereindringtiefe national (WUB) [2] und international (WUE) [3] geprüft.

	WUB		WUE	
	[mm]	CoV [%]	[mm]	CoV [%]
BS1 A 1	18,7	3,2	10,3	20,4
BS1 A 2*	3,3	34,9	14,7	21,7
BS1 A 3	12,3	20,	8,7	25,3
BS1 C 1	14,7	4,1	10,7	29,0
BS1 C 2*	4,3	34,9	14,3	21,7
BS1 C 3	10,0	10,0	11,6	3,4
B1 1	16,0	6,3	15,0	29,3
B1 2	12,3	17,1	13,7	29,2
B1 3	16,7	59,3	17,7	31,1

* Unplausible Ausreißer

Abbildung 1 zeigt den Zusammenhang zwischen der nach ÖN B 4710-3 [2] bestimmten mittleren Wassereindringtiefe (WUB) und der nach EN

12390-8 [3] bestimmten größten Wassereindringtiefe (WUE). Eine Korrelation ist trotz Eliminierung unplausibler Messergebnisse nicht festzustellen (Bestimmtheitsmaß von $R^2=0,07$) und somit ist grundsätzlich kein Zusammenhang zwischen beiden Kenngrößen erkennbar. Außerdem sind Standardabweichungen bzw. Variationskoeffizienten „CoV“ groß (Tabelle 3 und Abbildung 1). Die höhere Streuung der WUB-Werte kann darauf hinweisen, dass die mittlere Eindringtiefe stärker von dem Verlauf und der Verteilung des durchfeuchteten Bereiches beeinflusst wird. Die maximale Eindringtiefe nach WUE stellt demgegenüber einen konservativen Einzelwert dar, der lokale Eindringspitzen erfasst. Dadurch können beide Auswertungen trotz gleicher Grundprüfung zu unterschiedlichen Bewertungen führen.

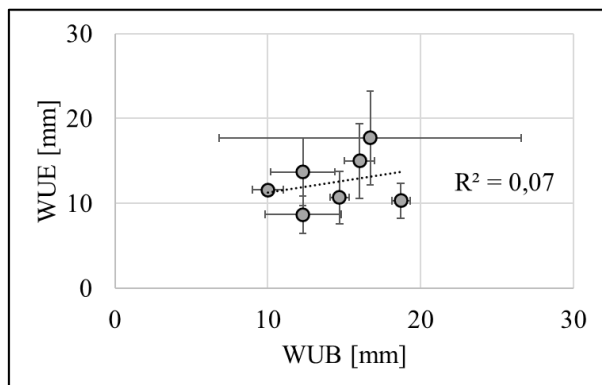


Abbildung 1 Vergleich der Ergebnisse zwischen der mittleren (WUB - nationale Anforderung) und größten (WUE – europäische Anforderung) Wassereindringtiefe

Dies ist in Übereinstimmung mit der Literatur, da für die Wassereindringtiefe nach [2] und [3] keine allgemein angegebenen Präzisionskennwerte zur Wiederhol- oder Vergleichbarkeit existieren. Santhanam et al. [6] zeigen ebenfalls, dass für die WUE keine normativen Präzisionsangaben vorliegen und berichten von CoV von 12–24 % aus eignen Ergebnissen. Anhand der Ergebnisse dieser Studie und aus [6] ist es nicht möglich eine direkte Übertragbarkeit zwischen WUB und WUE abzuleiten. Für die Bewertung ist es entscheidend, dass beide Kenngrößen unterschiedliche Informationen liefern.

Eine getrennte Betrachtung beider Werte kann sinnvoll sein, so wie der spanische Structural Code [7] zeigt: Für aggressive Expositionsklassen, darunter

XS, XD, XF, XM und XA, wird die Wasserundurchlässigkeit nach [3] (WUE) bewertet, wobei sowohl Grenzwerte für die maximale als auch für die mittlere Wassereindringtiefe festgelegt werden. Für zahlreiche Expositionsklassen werden beispielsweise ≤ 50 mm als maximale und ≤ 30 mm als mittlere Eindringtiefe angesetzt.

Der Umstand, dass die Wassereindringprüfung nach der EN 12390-8 [3] europaweit etabliert ist, spräche dafür auch in Österreich XW-Klassen danach auszurichten und für internationale Vergleichbarkeit zu sorgen. Allerdings müssten dafür wesentlich mehr Prüfdaten zum Auswerten vorliegen und zusammen mit Vergleichs- und Wiederholpräzisionsdaten systematisch ausgewertet werden. Gleichzeitig wird angeregt, neben der mittleren Eindringtiefe auch die maximale Eindringtiefe systematisch zu erfassen (in beiden Verfahren WUB oder WUE). Die maximale Eindringtiefe bildet lokale Schwachstellen konservativ ab, während die mittlere Eindringtiefe zusätzliche Informationen über die gesamte Eindringfront liefert. Die getrennte Betrachtung beider Kennwerte, wie sie auch in anderen Ländern bzw. Regelwerken angewendet wird, könnte die Aussagekraft der Prüfung erhöhen und eine differenziertere Bewertung ermöglichen.

3.2 Frostwiderstand

Der Vergleich der Regelwerke zeigt, dass die Bewertung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands im Grunde nicht europaweit harmonisiert ist. Die CEN/TS 12390-9 [4] stellt zwar Prüfverfahren zur Bestimmung der Abwitterung mit Wasser bzw. Natriumchlorid-Lösung bereit, legt jedoch keine europaweit einheitlichen Grenzwerte fest bzw. liefert auch keinen Verweis solcher Grenzwerte. Vielmehr kann die Bewertung entweder relativ zu einem Beton bekannter Performance oder anhand absoluter Zahlenwerte auf Basis lokaler Erfahrung erfolgen. Das österreichische Nullbetonkonzept stellt im europäischen Vergleich eine eigene Bewertungsgrundlage dar, während international häufiger absolute oder präskriptive Bewertungssysteme verwendet werden [5][13]. Jedoch stellt die Bewertung gegenüber einem Nullbeton eine zusätzliche Fehlerquelle da, da diese aufgrund der unterschiedlichen Lagerung und Luftgehalt zu einer hohen Variabilität führen kann. Dies wird im Folgenden anhand der Ergebnisse diskutiert.

3.2.1 Einfluss des Luftgehaltes des Nullbetons auf die Bewertung

Es wurden Ergebnisse von mehreren Prüfstellen zusammengetragen, die jeweils eigene Nullbetone hergestellt und nach [2] bzw. [4] geprüft haben. Die Bewertungsgrenzwerte wurden zusammenfassend in der Tabelle 1 (letzte Zeile) dargestellt.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der vier Verfahren zeigt deutliche Unterschiede, wie in der Abbildung 2 ersichtlich. In den Prüfverfahren deren Beurteilung der Ergebnisse auf die Ermittlung von Massenverlusten/Abwitterungsmasse (XF1, XF2 und XF4) beruhen, zeigen die Nullbetone eine hohe Variabilität zwischen den Prüfergebnissen. Demgegenüber liefert das XF3-Balkenprüfverfahren, das auf der Schalllaufzeitmessung basiert, vergleichsweise konstante Werte. Dementsprechend ist hier eine wesentlich homogenere Bewertung möglich.

Die in der Tabelle 4 ausgewiesenen Variationskoeffizienten bestätigen dieses Bild. Die Variationskoeffizienten für XF1 und XF2 weisen mit rund 38 % bzw. 31 % laut [9] eine hohe Variabilität auf. Der sehr hohe Wert von 66 % aus diesem Beitrag ist bedingt durch die geringe Anzahl von zwei Werten (XF1-Prüfung). Hingegen liegt die Streuung im XF3-Verfahren bei lediglich 1 %.

Zudem zeigt Abbildung 2 (XF2 / XF4), dass die drei Nullbetone T1, T2 und T3 im Rahmen des normativ festgelegten Luftgehaltes sehr unterschiedliche

Werte aufweisen. Nach ÖN B 4710-3 [2] sind Luftgehalte zwischen 2,5 und 6,5 % für XF4 zulässig. Entsprechend fallen auch die gemessenen Abwitterungsmassen nach 56 Frost-Tau-Zyklen deutlich unterschiedlich aus.

Tabelle 4 Gegenüberstellung der Variationskoeffizienten, aus der CEN/TS 12390-9 [4] und berechnet aus dem Ergebnis zu den Nullbetonen des Beitrages

Prüfverfahren	Variationskoeffizient [4]	Variationskoeffizient (Beitrag)
XF1 (Würfelprüfverfahren)	38%	„66%“
XF3 (Balkenprüfverfahren)	k.A.	1 %
XF2 (Plattenprüfverfahren)	31%	29%

Zur Klärung der hohen Variabilität wurde eine Literaturrecherche [8][9][11][12] hinsichtlich des Einflusses des Luftgehaltes auf die Ergebnisse der Abwitterung von Betonen durchgeführt, deren Zusammensetzung die Anforderungen der ÖN B 4710-3 [2] an Nullbetone erfüllen. In der Literatur werden Werte zur Abwitterungsmasse für Nullbetone zwischen 100 und 700 g/m² beschrieben [10][9]. Diese große Streuung stimmt mit den hier ermittelten Ergebnissen überein und lässt sich maßgeblich durch die Schwankungen im normativ zulässigen Luftporengehalt erklären, wie in Abbildung 3 aufgezeigt wird.

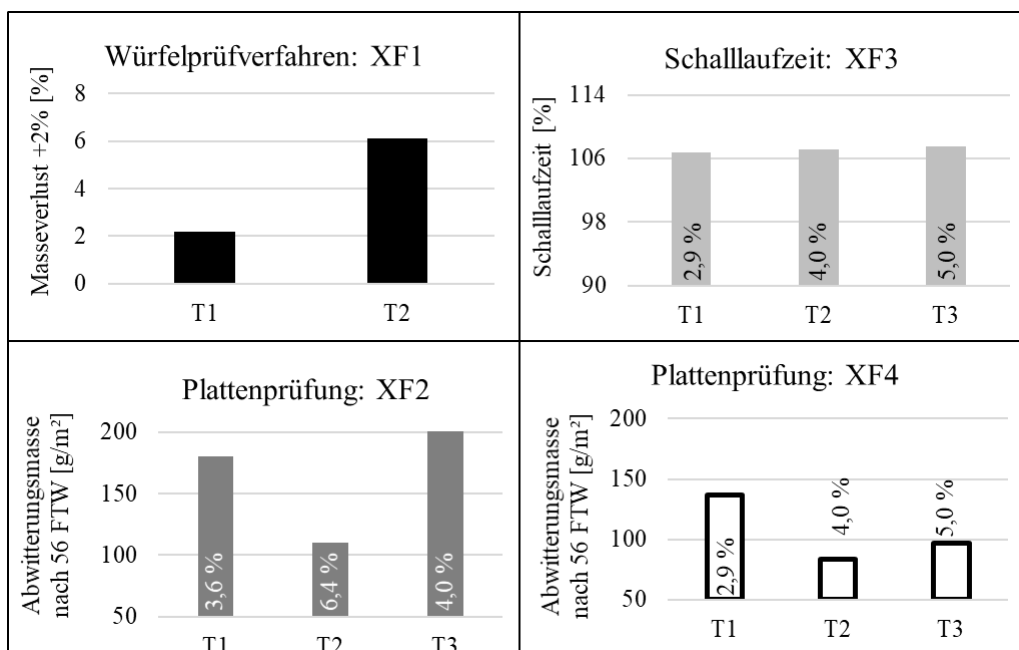


Abbildung 2 dargestellt sind die Ergebnisse zu den Nullbetonen die durch unterschiedliche Prüfstellen hergestellt und geprüft wurden. Die Prozentwerte in den jeweiligen Balken sind die am Frischbeton gemessenen Luftgehalte.

Grundsätzlich liegen die geprüften Nullbetone innerhalb des in der Literatur beschriebenen Wertebereichs - abhängig von ihrem Frischbetonluftgehalt. Gleichzeitig wird jedoch deutlich, dass die Abwitterungsmasse auch bei vergleichbaren Frischbeton-Luftgehalten deutlich streuen kann. Dies ist insbesondere für das Nullbetonkonzept relevant, da dieser als Referenz für die Beurteilung des Prüfbetons herangezogen wird. Zeigen Nullbetone trotz vergleichbarer Ausgangsrezeptur unterschiedliche Abwitterungsmassen, beeinflusst dies unmittelbar die Bewertung des zu prüfenden Betons. Ein Prüfbeton wird somit je nach Schädigungsniveau des mitgeprüften Nullbetons unterschiedlich eingeordnet.

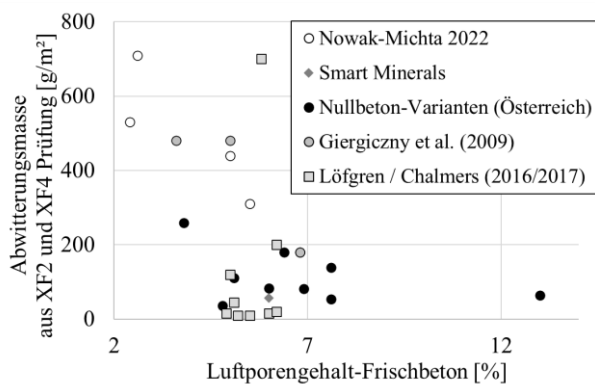


Abbildung 3 Einordnung der Abwitterung österr. Nullbetone abhängig von ihrem Frischbetonluftgehalt im Vergleich mit Literaturwerten

Die dargestellten Nullbeton-Varianten zeigen, dass die Abwitterung nicht allein über den Frischbeton-Luftgehalt erklärt werden können. Zwar ist ein ausreichender Luftgehalt grundsätzlich eine notwendige Voraussetzung für eine hohe Frost-Tausalz-Beständigkeit, die Literatur zeigt jedoch, dass weitere Parameter maßgeblich sind. So zeigen Giergiczny et al. [9], dass zusätzlich zum Luftgehalt auch die Luftporenstruktur und die Bindemittelzusammensetzung eine wesentliche Einflussgröße ist. Löffgren/Chalmers [10] zeigen den Einfluss der Bindemittelzusammensetzung, indem sie Betone mit unterschiedlichen Hüttensandanteilen im Bindemittel untersuchten. Dabei wurde gezeigt, dass insbesondere bei höheren Hüttensandanteilen, die Abwitterung unter bestimmten Prüfbedingungen erhöht wird. Gleichzeitig wird darauf hingewiesen, dass Alter, Vorlagerung und Karbonatisierung einen wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis der Prüfungen haben.

Damit bestätigt die Literatur die in Abbildung 3 erkennbare Tendenz: Der Luftgehalt ist nur ein Teil der Erklärung; die Bindemittelzusammensetzung und die daraus resultierende Gefügeentwicklung sind für die Abwitterungsbeständigkeit zudem entscheidend.

3.2.2 Einfluss des Prüfalters des Nullbetons auf die Bewertung

Neben der Zusammensetzung und dem Luftgehalt des Nullbetons zeigt auch das Prüfalter bzw. der Prüfbeginn einen deutlichen Einfluss auf das Ergebnis der Frostprüfung. Dies wird in Abbildung 4 am Beispiel eines XF1-Nullbetons gezeigt. Bei einem Prüfbeginn nach 365 Tagen ist die Abwitterungsmasse gegenüber dem Prüfbeginn nach 28 Tagen um etwa 89 % reduziert, während die Druckfestigkeit nur um rund 30 % zunimmt. Damit zeigt sich, dass die Frostbeständigkeit des Nullbetons nicht nur durch Rezeptur und Luftporengehalt, sondern auch durch Hydratationsfortschritt, Gefügeverdichtung und Lagerungsdauer beeinflusst wird.

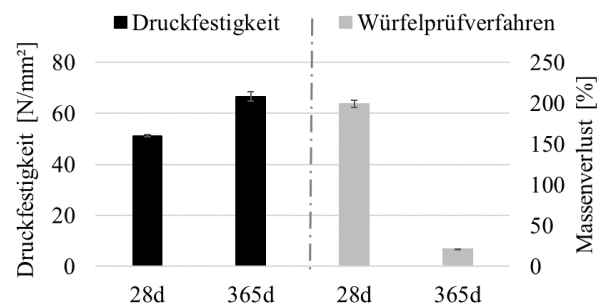


Abbildung 4 Kennwerte eines Nullbetons im Prüfalter von 28d und einem Jahr; Prüfmethode: Würfelprüfverfahren für XF1

Dieser Effekt ist für das österreichische Nullbetonkonzept relevant, weil ein Nullbeton normativ bis zu einem Jahr gelagert [2] und anschließend gemeinsam mit einem Prüfbeton geprüft werden darf. Ein älterer Nullbeton weist aufgrund der fortgeschrittenen Hydratation und des dichteren Porengefüges tendenziell eine geringere Abwitterung auf. Dadurch wird der Vergleichsmaßstab für den Prüfbeton strenger. Ein identischer Prüfbeton könnte somit je nach Alter bzw. Lagerungsdauer des verwendeten Nullbetons unterschiedlich bewertet werden. Daraus folgt, dass eine Bewertung des Frostwiderstands ausschließlich über den Vergleich mit einem

Nullbeton nur dann belastbar ist, wenn dessen Prüfalter, Lagerungsbedingungen und Feuchtezustand eng definiert und dokumentiert werden.

3.2.3 Einordnung der unterschiedlichen Bewertungssysteme von Frostprüfungen

International werden Frost- und Frost-Tausalzprüfungen nicht einheitlich bewertet. Die CEN/TS 12390-9 [4] beschreibt die Methode zur Prüfung des Frostwiderstandes von Beton, legt jedoch keine europaweit verbindlichen Grenzwerte fest. Vielmehr kann die Bewertung entweder durch Vergleich mit einem Beton erfolgen, dessen Verhalten unter den jeweiligen lokalen Bedingungen als ausreichend bekannt ist oder anhand absoluter Zahlenwerte, die auf nationalen bzw. lokalen Erfahrungen beruhen.

In verschiedenen europäischen Ländern wurden dennoch direkte Bewertungsmaßstäbe etabliert. Für den CDF- bzw. CIF-Test, welches jedoch nur ein Alternativprüfverfahren laut [4] darstellt, werden beispielsweise im deutschen BAW-Merkblatt [5] anwendungsbezogene Abnahmekriterien verwendet, wie Grenzwerte für die mittlere Abwitterung sowie für das 95 %-Quantil. Auch für plattenartige Frost-Tausalzprüfungen existieren in einzelnen Ländern direkte Klassifizierungen. In Schweden wird die Frostbeständigkeit nach SS 137244 [13] beispielsweise über Qualitätsklassen beurteilt; dabei gelten Abwitterungswerte unter $0,1 \text{ kg/m}^2$ als „very good“, Werte unter $0,2 \text{ kg/m}^2$ bzw. unter $0,5 \text{ kg/m}^2$ bei begrenzter weiterer Zunahme als „good“ und Werte unter $1,0 \text{ kg/m}^2$ bei begrenzter weiterer Zunahme als „acceptable“.

Damit unterscheidet sich die europäische Ausgangslage deutlich von einem einheitlichen Grenzwertsystem. Diese Beispiele zeigen, dass direkte Grenzwerte für CDF-, CIF- und Platten-Prüfungen international durchaus verwendet werden. Sie sind jedoch nicht europaweit harmonisiert, sondern an nationale Regelwerke, Anwendungsbereiche oder lokale Erfahrungswerte gebunden.

Abbildung 5 ordnet die Ergebnisse der österreichischen Nullbetone aus der XF4-Prüfung im Plattenprüfverfahren in die schwedischen Bewertungsklassen nach [13] ein. Der überwiegende Teil der Nullbetone liegt im Bereich „sehr gut“ bzw. „gut“, einzelne Ergebnisse erreichen den Bereich „akzeptabel“. Damit zeigen die untersuchten Nullbetone insgesamt eine geringe bis moderate Abwitterung und

liegen deutlich unterhalb kritischer Abwitterungsbereiche. Gleichzeitig ist erkennbar, dass mit steigender Abwitterungsmasse auch die Standardabweichung zunimmt. Dies zeigt, dass höhere Abwitterungsniveaus nicht nur zu ungünstigeren Mittelwerten führen, sondern auch mit einer größeren Streuung der Einzelwerte verbunden sein können. Die Einordnung nach den schwedischen Grenzen bietet damit eine zusätzliche Möglichkeit, die österreichischen Nullbetonergebnisse international einzuordnen und ihre Variabilität sichtbar zu machen.

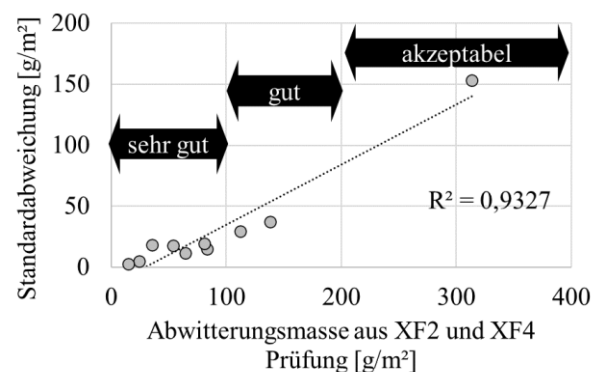


Abbildung 5 Zuordnung der Abwitterungsmassen der Nullbetone (XF4) in die Klassen nach [13]

Für den Vergleich mit dem österreichischen Bewertungssystem ist daher entscheidend, dass zwei grundlegend unterschiedliche Bewertungspraktiken gegenüberstehen. Das österreichische System bewertet Würfel-, Platten- und Balkenprüfungen relativ zu einem mitgeprüften Nullbeton. International finden sich neben rezepturbasierten Vorgaben auch direkte Grenzwerte in nationalen bzw. anwendungsbezogenen Regelwerken. Dadurch kann ein identisches Prüfergebnis je nach Bewertungssystem unterschiedlich interpretiert werden.

4 Zusammenfassung

Der Vergleich von WUB und WUE zeigt, dass beide Kenngrößen nicht unmittelbar ineinander überführbar sind. Die maximale Wassereindringtiefe erfasst lokale Eindringspitzen, während die mittlere Eindringtiefe das globale Eindringverhalten beschreibt. Eine kombinierte Bewertung beider Kennwerte wäre sinnvoll.

Solange es keine einheitlichen und qualitätssicheren Regelungen bzw. Grenzwerte in Bezug zu der Bestimmung des Frostwiderstandes mit und ohne

Tausalz gibt, können die Ergebnisse nur vergleichend betrachtet werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass österreichische Nullbetone zwar im Bereich internationaler Literaturdaten und den normativen Anforderungen liegen, jedoch wegen der sehr großen Bandbreite ihres möglichen Luftgehalts und des kaum definierten Prüfalters (28d bis 1 Jahr) extreme Unterschiede in der Abwitterungsmasse aufweisen können.

Für die Bewertung österreichischer Nullbetone ergibt sich daraus ein wesentlicher methodischer Punkt. Wenn der Nullbeton als Vergleichsmaßstab verwendet wird, muss seine eigene Variabilität möglichst gut kontrolliert werden. Eine alleinige Angabe des Frischbeton-Luftgehalts ist dafür nicht ausreichend. Ergänzend sollten mindestens w/z- bzw. w/b-Wert, Bindemittelart und -zusammensetzung, Prüfalter, Vorlagerung sowie Luftporenkennwerte im Festbeton, etwa L_{300} , Abstandsfaktor und Mikroluftporengehalt, systematisch erfasst und in engeren Grenzen festgelegt werden [11]. Andernfalls besteht die Gefahr, dass Unterschiede in der Bewertung des Prüfbetons nicht primär aus dessen Beständigkeit resultieren, sondern aus der Streuung bzw. unterschiedlichen Leistungsfähigkeit des Nullbetons.

Als Ausblick sollten die Prüf- und Bewertungsverfahren stärker hinsichtlich Reproduzierbarkeit und Vergleichbarkeit abgesichert werden. Für die Wassereindringtiefe betrifft dies vor allem die systematische Erfassung von mittlerer und maximaler Eindringtiefe sowie die Auswertung größerer Datensätze zur Wiederhol- und Vergleichspräzision. Für die Frostprüfung sollte die Variabilität des Nullbetons durch engere Vorgaben zu Prüfalter, Bindemittelzusammensetzung und Luftporenkennwerten, Regelkarten oder eventuell sogar zentral hergestellte Referenz-Nullbetone reduziert werden. Dadurch könnte der Einfluss des Nullbetons auf die Bewertung des Prüfbetons verringert werden.

5 Literatur

- [1] ÖNORM B 4710-1:2018: *Beton — Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität: Teil 1: Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206 für Normal- und Schwerbeton.*
- [2] ÖNORM B 4710-3:2023: *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität - Teil 3: Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe.*
- [3] ÖNORM EN 12390-8:2019: *Prüfung von Festbeton - Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck.*
- [4] ONR CEN/TS 12390-9:2016: *Prüfung von Festbeton - Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand - Abwitterung.*
- [5] Bundesanstalt für Wasserbau: *BAW-Merkblatt Frostprüfung von Beton (MFB)*, Ausgabe 2025 bzw. 2012, Karlsruhe.
- [6] Santhanam, M.; Pillai, R. G.; Gettu, R.; et al.: *Evolving Acceptance Criteria for Concrete Durability Tests in Construction Projects.* 2018.
- [7] Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana: *Structural Code – Chapter 9: Concrete Structure Durability.* Government of Spain, Madrid, 2021
- [8] Siebel, E.; Breit, W.: *Ergebnisse eines europäischen Ringversuchs – Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren*
- [9] Giergiczny, Z.; Glinicki, M. A.; Sokołowski, M.; Zielinski, M.: *Air void system and frost-salt scaling of concrete containing slag-blended cement.* Construction and Building Materials, 23, 2451–2456, 2009.
- [10] Löfgren, I.: *The influence of carbonation and age on salt frost scaling of concrete with mineral additions.* Chalmers University of Technology / Thomas Concrete Group, 2017.
- [11] Nowak-Michta, A.: *Salt Scaling Resistance of Variable w/c Ratio Air-Entrained Concretes Modified with Polycarboxylates as a Proper Consequence of Air Void System.* Materials 2022, 15(17), 5839.
- [12] Maier, G.; Peyerl, M.; Krispel, S.: *FFG Forschungsprojekt Betonkonzepte – Jahr 4*, Wien. Online verfügbar: Smart Minerals, Projektseite „Betonkonzepte Jahr 4“.
- [13] Swedish Institute for Standards (SIS): *SS 137244:2019 – Concrete testing – Hardened concrete – Scaling at freezing.* Stockholm.

Schätzung der Bruchlastwechselzahl druckschwellbeanspruchter Betone anhand der Dehnungsentwicklung

Sören Voß, Clara Schramm, Steffen Marx

Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Deutschland

KURZFASSUNG:

Ermüdungsversuche sind mit einem hohen zeitlichen und finanziellen Aufwand verbunden. Zur Reduktion der Versuchszeit ist das Stoppen der Versuche vor dem Versagen und eine anschließende Extrapolation auf die Bruchlastwechselzahl anhand des Ermüdungsverhaltens denkbar. Hierfür ist die Steigung der Dehnung bei Oberlast sehr gut geeignet. Eine besondere Charakteristik ist, dass die Dehnung in Phase II linear ansteigt, was eine Extrapolation ermöglicht. Im folgenden Beitrag wird untersucht, ob die Schätzung der Bruchlastwechselzahl anhand der Dehnung zuverlässige Ergebnisse liefert und wie weit die zyklische Belastung fortgeschritten sein muss, um eine realitätsnahe Schätzung zu erhalten. Hierfür wurden 15 Ermüdungsversuche unter einstufiger Druckschwellbeanspruchung auf einem Spannungsniveau ($S_{\max}/S_{\min} = 0,80/0,05$) an einem hochfesten Beton systematisch ausgewertet. Dabei zeigt sich, dass eine bedeutende Korrelation zwischen der Bruchlastwechselzahl und der Steigung der Dehnung bei Oberlast in Phase II vorliegt und eine realitätsnahe Schätzung erreicht werden kann, sobald die Ermüdungsbeanspruchung in Phase II der Ermüdungslebensdauer liegt. Da es sich bei den Untersuchungen um erste Tastversuche handelt, ist die Übertragbarkeit der Schlussfolgerungen auf weitere Spannungsniveaus noch zu untersuchen.

1 Einleitung

Die Durchführung von Ermüdungsversuchen ist mit erheblichem zeitlichen und finanziellen Aufwand verbunden. Ein wesentlicher Kostenfaktor sind dabei die Energiekosten, die durch den Betrieb hydraulischer Prüfmaschinen entstehen [1], [2]. Zwar ermöglichen resonanzbasierte Prüfmaschinen hochfrequente Versuche mit deutlich reduzierten Energieverbrauch [3], jedoch führen die aus der Frequenz resultierenden Temperaturerhöhungen zu einer deutlichen Reduktion des Ermüdungswiderstands [4]. Aus dem Grund der Erwärmung werden Ermüdungsversuche überwiegend mit Prüffrequenzen unterhalb von 10 Hz durchgeführt [5]. Zusätzlich liegt ein Einfluss der Probekörpergröße vor [6], sodass mehrheitlich zylindrische Probekörper mit den Abmessungen von Durchmesser/Höhe = 100/300 bzw. 60/180 herangezogen werden [5]. Diese Prüffrequenzen und Probekörperabmessungen stellen oft die Konfiguration dar, die für die zahlreichen Ermüdungsversuche zur Bewertung

neuer Betone sowie zur Klärung offener Forschungsfragen herangezogen wird. Um Lastwechselzahlen in bemessungsrelevanten Größenordnungen (ab $>10^7$ Lastwechseln) zu erzeugen, sind allerdings Versuchsdurchführungen von mehreren Wochen bis Monaten erforderlich [1].

Ein möglicher Ansatz zur Reduzierung der Versuchsdauer und der damit einhergehenden Kosten besteht darin, die Versuche vorzeitig abubrechen und anschließend die Bruchlastwechselzahl anhand des gemessenen Ermüdungsverhaltens zu extrapolieren [7]. Als geeignete Kenngröße bietet sich hierfür die Dehnungsentwicklung an [8]. Zahlreiche Untersuchungen belegen eine direkte Korrelation zwischen der logarithmierten Steigung der Dehnung in Phase II und der logarithmierten Bruchlastwechselzahl [9], [10], die nach [11] Sparks-Menzies Verhältnis genannt wird. Mithilfe dieser Korrelation könnte die Bruchlastwechselzahl ohne eine Versuchsdurchführung bis zum Versagen mit ausreichender Genauigkeit geschätzt werden.

In diesem Beitrag wird eine mögliche Methode zur Schätzung der Bruchlastwechselzahl anhand der Dehnungsentwicklung präsentiert. Hierfür wurden Ermüdungsversuche unter Druckschwellbeanspruchung auf einem Spannungsniveau durchgeführt und entsprechend ausgewertet.

2 Ermüdungsverhalten von druckschwellbeanspruchtem Beton

Das Ermüdungsverhalten von druckschwellbeanspruchtem Beton wird überwiegend mittels einstufiger zyklischer Versuche untersucht. Auf deren Grundlage wurden Wöhlerkurven abgeleitet, die in der Bemessung Anwendung finden. Die Bewertung des Ermüdungswiderstands erfolgt dabei ausschließlich anhand des Verhältnisses der einwirkenden Spannung zum Bemessungswert der Druckfestigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung $f_{cd,fat}$.

Untersuchungen zeigten, dass während des Ermüdungsversuchs aufgezeichnete Messgrößen eine differenziertere Beurteilung des Schädigungsverhaltens ermöglichen. Von besonderer Bedeutung ist die Dehnungsentwicklung, die typischerweise einen dreiphasigen Verlauf aufweist [12]. Die Phase I ist durch einen starken initialen Dehnungsanstieg mit anschließend kontinuierlich abflachendem Verlauf gekennzeichnet, was auf die Entstehung von Mikrorissen zurückzuführen ist. Die Phase II weist einen annähernd linearen Anstieg auf, der dem stabilen Wachstum der Mikrorisse zugeordnet werden kann. In der Phase III vereinigen sich die Mikrorisse zu Makrorissen, wodurch Bruchflächen entstehen; dies geht mit einem exponentiellen Anstieg der Dehnung einher [12]. Die Gesamtdehnung setzt sich aus elastischen, viskosen, temperaturbedingten sowie schädigungsinduzierten Anteilen zusammen [13]. Insbesondere der Dehnungsanstieg in Phase II zeigt eine ausgeprägte Korrelation mit der Bruchlastwechselzahl und eignet sich daher als geeigneter Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens [9], [12].

Aus den gemessenen Dehnungen kann für jeden Lastwechsel zusätzlich die Steifigkeit bestimmt werden. Diese nimmt mit zunehmender Anzahl von Lastwechseln ab und lässt sich ebenfalls in drei Phasen unterteilen: In Phase I tritt ein ausgeprägter Steifigkeitsabfall mit abnehmender Abnahmerate auf. Die Phase II ist durch einen annähernd linearen Rückgang der Steifigkeit gekennzeichnet. In

Phase III erfolgt schließlich eine beschleunigte, exponentielle Abnahme bis zum Versagen [14]. Sowohl die Dehnungsentwicklung als auch die Steifigkeitsänderung liefern somit wertvolle Kenngrößen zur Charakterisierung des Ermüdungswiderstands. Als weiterer Schädigungsindikator kann die Dissipationsenergie genannt werden. Diese entspricht der im Spannungs-Dehnungs-Diagramm eingeschlossenen Fläche zwischen Be- und Entlastungsast und beschreibt die im Material umgesetzte Energie pro Lastwechsel [15]. Zwischen der kumulierten dissipierten Energie beim Versagen und der Bruchlastwechselzahl besteht ein funktionaler Zusammenhang, der sich in Form einer Versagenslinie darstellen lässt [15].

Ein wesentlicher Vorteil dieser Ermüdungsparameter besteht darin, dass diese weitgehend unabhängig von der Druckfestigkeit sind. Dadurch lassen sich Unsicherheiten reduzieren, die bei der Auswertung konventioneller Wöhlerkurven infolge der Versuchsdurchführung auftreten. So wird beispielsweise die mittlere Druckfestigkeit vergleichbarer Probekörper als Referenzwert für die zyklisch geprüften Probekörper herangezogen. Frühere Untersuchungen zeigen jedoch, dass die daraus resultierenden Unsicherheiten aufgrund der unbekannten Druckfestigkeit des auf Ermüdung geprüften Probekörpers erheblich sein können [5].

3 Versuchsdatenbank

Die Ermüdungsversuche wurden an zylindrischen Probekörpern mit den Abmessungen Durchmesser/Höhe = 100/300 mm durchgeführt. Insgesamt wurden 360 Probekörper in einer Charge hergestellt. Als Schalung wurden abgelängte KG-Rohre verwendet, die mit Silikon auf einer Siebdrucksperrholzplatte fixiert wurden. Die Betonage erfolgte mit einem hochfesten, selbstverdichtenden Transportbeton. Die Probekörper wurden zunächst in Überlänge hergestellt. Nach dem Ausschalen wurden die Lasteinleitungsflächen der Probekörper planparallel auf die Sollhöhe von 300 mm geschliffen. Die Lagerung erfolgte im Hallenklima des Otto-Mohr-Laboratoriums der TU Dresden.

Für die folgenden Untersuchungen wurden zehn Druckfestigkeits- und 15 Ermüdungsversuche herangezogen. Die Versuche wurden in einer hydraulischen Prüfmaschine mit einer maximalen Kapazität von 2 MN der Firma Walter + Bai AG durchgeführt

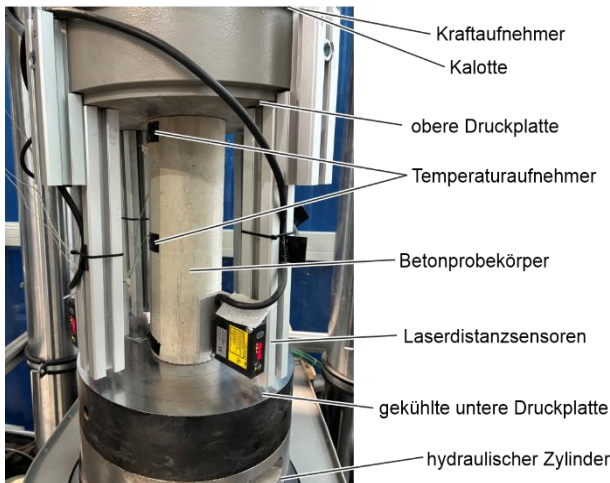


Abbildung 1 Versuchsaufbau (Foto/Grafik: Sören Voß)

(Abbildung 1). Die Prüfmaschine verfügt über eine Druckplattenkühlung, um eine externe Aufwärmung des Probekörpers durch das Hydrauliköl zu verhindern. Die Dehnungen wurden mit vier umlaufend angeordneten Laserdistanzsensoren (Baumer OM20-P0026.HH.YUN) aufgezeichnet. Bei den Ermüdungsversuchen wurden zudem die Probekörpererwärmung an drei Stellen auf der Manteloberfläche sowie die Lufttemperatur und -feuchtigkeit aufgezeichnet.

Zu Beginn wurden zehn Druckfestigkeitsversuche zur Ermittlung der Ermüdungslast durchgeführt. Dabei wurde eine Spannungsgeschwindigkeit $\dot{\sigma} = 0,5 \text{ MPa/s}$ verwendet. Das Betonalter lag bei $t = 188$ Tagen, sodass die weitere Festigkeitszunahme infolge fortschreitender Zementhydratation weitgehend abgeklungen war. Die mittlere Druckfestigkeit betrug $f_{cm} = 104,02 \text{ MPa}$ mit einer geringen Standardabweichung von $s_f = 3,24 \text{ MPa}$. Die Ermüdungsversuche wurden auf dem Oberspannungsniveau $S_{max} = 0,80$ und dem Unterspannungsniveau $S_{min} = 0,05$ durchgeführt. Es wurde eine einstufige, sinusförmige Belastung gewählt. Bei allen Ermüdungsversuchen trat ein schlagartiges Versagen ein und zeigten das für ihre Geometrie zu erwartende Bruchbild in Form eines Scherbruchs. Die erreichten Bruchlastwechselzahlen sind in Abbildung 2 in einem Wöhlerdiagramm dargestellt. Um mögliche Ausreißer auszuschließen, wurde ein Ausreißertest unter Berücksichtigung der mittleren absoluten Medianabweichung durchgeführt. Dieser belegte, dass keine Ausreißer vorlagen. Die Streu-

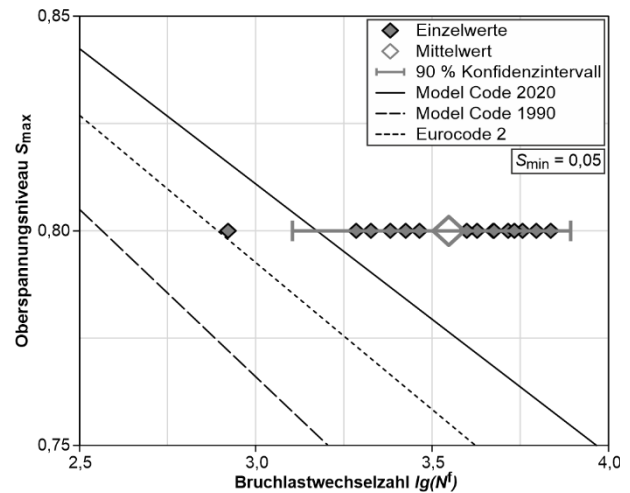


Abbildung 2 Wöhlerkurve (Grafik: Sören Voß)

ung wurde unter Ansatz der Weibull-Verteilung ermittelt und als 90 % Konfidenzintervall dargestellt. Ein Vergleich mit den Wöhlerkurven aktueller Regelwerke zeigt, dass lediglich die Bruchlastwechselzahl eines Probekörpers das Niveau des Model Codes 2020 [16] unterschreitet. Die Wöhlerkurven nach Eurocode 2 [17] und Model Code 1990 [18] werden von keinem Probekörper unterschritten.

4 Ermittlung der Steigung der Dehnung bei Oberlast

Abbildung 3a zeigt die Dehnung bei Oberlast für einen exemplarischen Ermüdungsversuch, die den charakteristischen dreiphasigen Verlauf aufzeigt. Um die Steigung der Dehnung in Phase II bestimmen zu können, ist die Detektion der Phasenübergänge erforderlich. Da Phase II mit einem annähernd konstanten Dehnungszuwachs verbunden ist, wurde zunächst die erste Ableitung für die Dehnungsgeschwindigkeit und anschließend die zweite Ableitung für die Dehnungsbeschleunigung berechnet, um Bereiche mit Änderungen der Steigung zu identifizieren.

Aufgrund von Ungenauigkeiten bei der Lastaufbringung sowie bei der Messung trat ein Rauschen in den Messwerten auf, das die Ableitungsbildung erschwerte. Aus diesem Grund wurden die Messwerte mit dem Savitzky-Golay-Filter [19] geglättet. Ein Vorteil dieses Filters besteht darin, dass auch in den Randbereichen eine Glättung mit geringer Verzerrung des Verlaufs möglich ist (Abbildung 3a).

Für den geglätteten Dehnungsverlauf wurde die erste Ableitung nach der Lastwechselzahl und damit

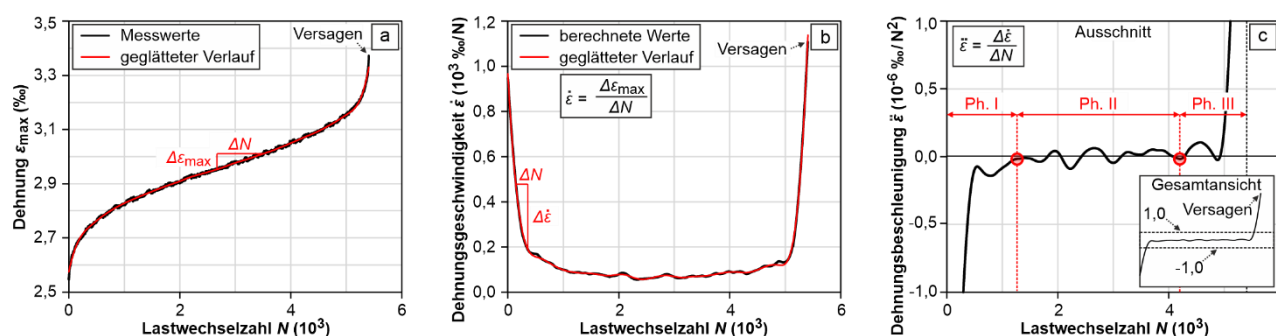


Abbildung 3 a) Dehnung bei Oberlast, b) Dehnungsgeschwindigkeit und c) Ausschnitt der Dehnungsbeschleunigung (Grafik: Sören Voß)

die Dehnungsgeschwindigkeit bestimmt (Abbildung 3b). Zu Beginn der zyklischen Belastung sowie kurz vor dem Versagen traten hohe Dehnungsgeschwindigkeiten auf, während sich dazwischen auf Grund des konstanten Dehnungszuwachs ein plateauartiges Minimum ausbildete, das als Phase II der Ermüdungsbeanspruchung angesehen werden kann.

Da die genaue Position der Phasenübergänge anhand der Dehnungsgeschwindigkeit nicht eindeutig zugeordnet werden kann, wurde die Dehnungsbeschleunigung herangezogen. Hierfür wurde zunächst die Dehnungsgeschwindigkeit erneut unter Verwendung des Savitzky-Golay-Filters geglättet und anschließend die zweite Ableitung gebildet. Die Dehnungsbeschleunigung ist in Abbildung 3c ausschnittsweise dargestellt, um insbesondere den Bereich um Null hervorzuheben. Da eine fließende Änderung der Dehnungsbeschleunigung zu erwarten war, bot nur die Gesamtansicht nicht die erforderliche Detailtiefe. Anhand der Dehnungsbeschleunigung wurde der Phasenübergang I als der Bereich definiert, in dem die Dehnungsbeschleunigung ausgehend von negativen Werten ein annähernd konstantes Niveau nahe null erreicht. Der Phasenübergang II wurde als der Bereich festgelegt, in dem die Dehnungsbeschleunigung dieses nahezu konstante Niveau im Bereich um null verlässt und in positive Werte übergeht.

Dieses Vorgehen wurde für alle weiteren Ermüdungsversuche wiederholt. Dabei zeigt sich, dass der Phasenübergang zwar im Bereich der in der Literatur bekannten Näherungswerte liegt, jedoch trotz gleicher Charge und Spannungsniveau signifikant streuen kann (Tabelle 1). Hieraus ergibt sich, dass die Phasenübergänge für jeden Ermüdungsversuch individuell ermittelt werden sollten.

Abbildung 4 präsentiert die detektierten Phasenübergänge in den Dehnungsverläufen für alle Ermüdungsversuche aus Kapitel 3. Dabei ist kein Zusammenhang zwischen der Bruchlastwechselzahl und der Dehnung beim jeweiligen Phasenübergang erkennbar. Vielmehr zeigt sich insbesondere beim Phasenübergang II eine weitgehend konstante Dehnung unabhängig der Bruchlastwechselzahl. Dies resultiert in einem steileren Dehnungsanstieg bei früh versagenden Probekörpern (Abbildung 4).

In Abbildung 6 ist die Dehnung bei Oberlast für den exemplarischen Ermüdungsversuch inklusive der detektierten Phasenübergänge aufgetragen. Die Dehnung in der Phase II wurde mit einer linearen

Tabelle 1 Auf die Bruchlastwechselzahl bezogene Phasenübergänge

Phasenübergang (bez. auf N^f)	I	II
Maximalwert	0,298	0,948
Minimalwert	0,138	0,771
Mittelwert	0,210	0,857
Standardabweichung	0,043	0,052

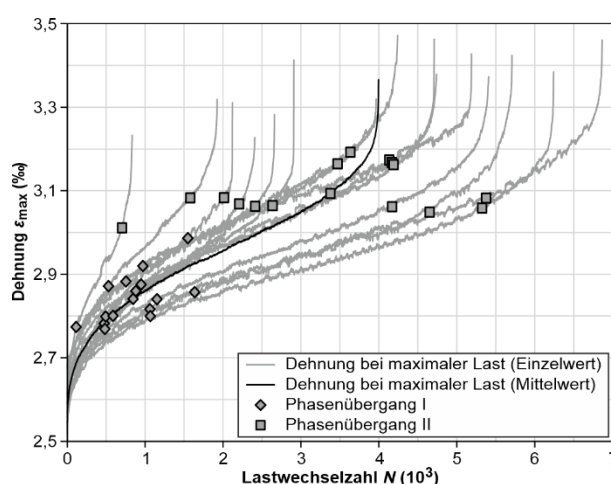


Abbildung 4 Dehnung bei Oberlast aller Ermüdungsversuche inklusive der Phasenübergänge (Grafik: Sören Voß)

Regression beschrieben. Anschließend wurde die Steigung berechnet und logarithmiert.

Die logarithmierte Steigung der Dehnung bei Oberlast in Phase II in Abhängigkeit von der logarithmierten Bruchlastwechselzahl ist für alle Probekörper in Abbildung 5 dargestellt. Dabei bildet sich ein linearer Zusammenhang aus, das Sparks-Menzies-Verhältnis [11]. Abbildung 5 bestätigt die in Abbildung 4 dargestellte Beobachtung, dass ein früheres Versagen mit einer höheren Steigung einhergeht. Zudem sind ein hohes Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,981$ sowie eine geringe Streuung erkennbar.

5 Einfluss des Schädigungsgrads auf die Schätzung der Bruchlastwechselzahl

Um eine Verwertung von gestoppten Ermüdungsversuchen zu ermöglichen, wurde untersucht, ob eine Schätzung der Bruchlastwechselzahl auch bei Ermüdungsversuchen ohne zyklisches Versagen möglich ist. Der Fokus lag darauf, wie weit der Ermüdungsversuch fortgeschritten sein muss, um eine präzise Schätzung zu erhalten. Hierfür wurden die in Kapitel 3 beschriebenen Ermüdungsversuche herangezogen, wobei die Datensätze zunächst reduziert und anschließend schrittweise erweitert wurden. Das exemplarische Vorgehen ist in Abbildung 7 dargestellt. Zu Beginn wurden ausschließlich die ersten 10 Lastwechsel berücksichtigt und daraus die Steigung der Dehnung bei Oberlast bestimmt. Anschließend wurde der Datensatz iterativ erweitert, sodass mit jeder Iteration zusätzliche Lastwechsel in die Steigungsbestimmung einbezogen wurden. In

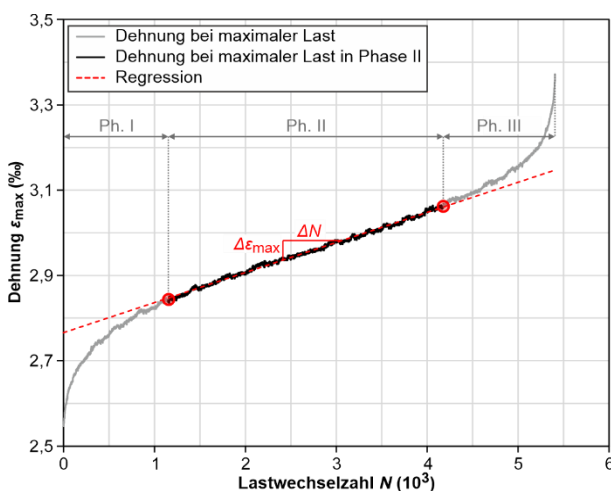


Abbildung 6 Dehnung bei Oberlast mit zugeordneten Phasenübergängen (Grafik: Sören Voß)

Abbildung 7a wird dies beispielhaft für einen Bereich bis 7 % der Bruchlastwechselzahl gezeigt.

Um den Einfluss der Phase I zu begrenzen, wurde ausschließlich für die Phase I die Randbedingung eingeführt, dass maximal 10 % des gesamten Datensatzes berücksichtigt werden. Dies ist in Abbildung 7b dargestellt, in der bereits 15 % des Datensatzes vorlagen, aber ausschließlich die Lastwechsel im Bereich von 5 bis 15 % der Bruchlastwechselzahl ausgewertet wurden. Nach Erreichen des Phasenübergangs I, sodass unter Berücksichtigung der Randbedingung mit 10 % ausschließlich Lastwechsel der Phase II in die Auswertung einfließen, wurde dieser fixiert. Als Folge konnte ab Phase II auch mehr als 10 % des Datensatzes berücksichtigt werden. Dies ist in Abbildung 7c dargestellt, wo Lastwechsel ab dem Phasenübergang I (ca. 20 %) bis zu 40 % der Bruchlastwechselzahl einbezogen wurden.

Zur Vermeidung von Einflüssen der Phase III wurde zusätzlich der Phasenübergang II festgesetzt, sobald dieser erreicht wurde, sodass ausschließlich Lastwechsel zwischen Phasenübergang I und II berücksichtigt wurden. Als Folge gingen die Lastwechsel der Phase III nie in die Auswertung ein. Dies veranschaulicht auch Abbildung 7d: Hier lag der gesamte Datensatz vor, jedoch werden nur die Lastwechsel der Phase II zur Ermittlung der Steigung herangezogen.

Während jeder Iteration wurde auf Basis der Steigung der Dehnung die Bruchlastwechselzahl $\lg(N_{\text{pred}}^f)$ geschätzt. Hierzu wurde das Sparks-Men-

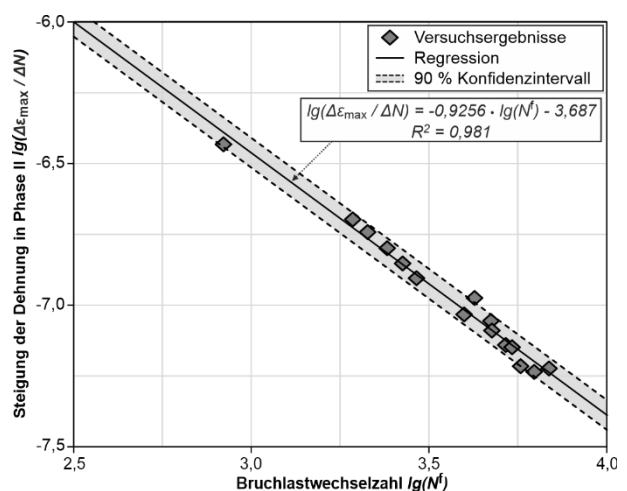


Abbildung 5 Sparks-Menzies Verhältnis (Grafik: Sören Voß)

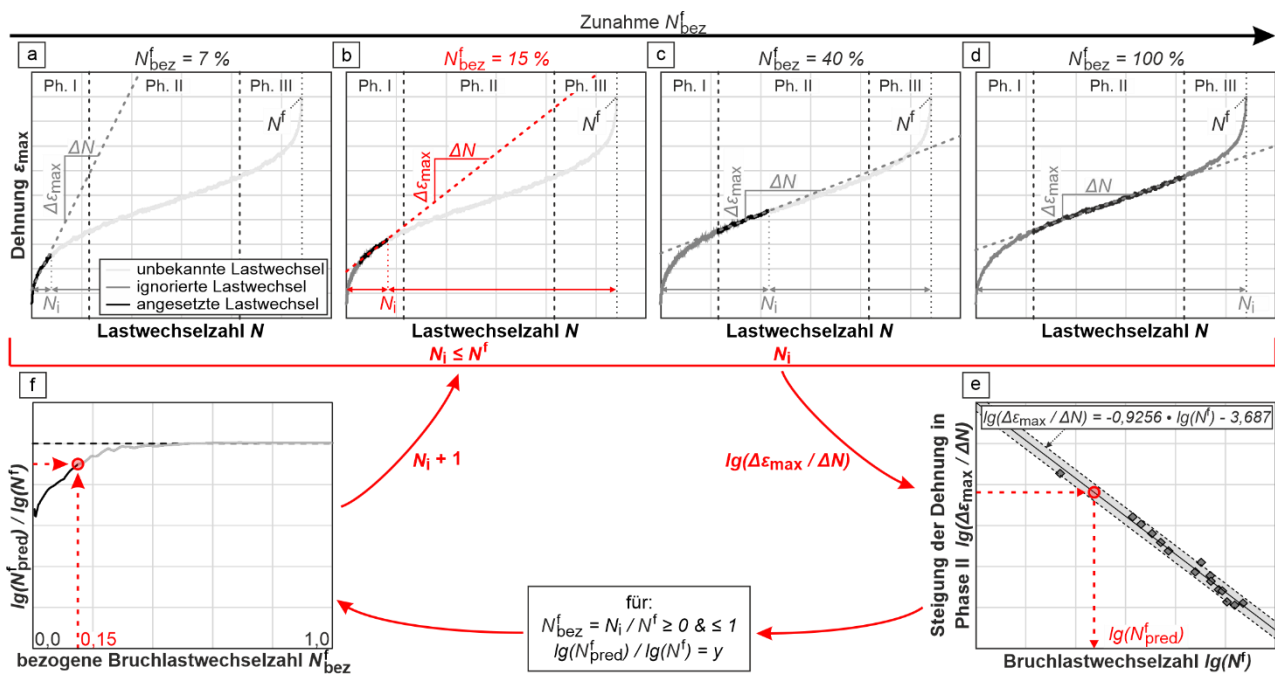


Abbildung 7 Exemplarisches Vorgehen der Schätzung der Bruchlastwechselzahl $lg(N^f_{pred})$ in Abhängigkeit der bezogenen Bruchlastwechselzahl $N^f_{bez} = N_i / N^f$ (Grafik: Sören Voß)

zies-Verhältnis aus Kapitel 4 herangezogen (Abbildung 7e). Die geschätzte Bruchlastwechselzahl wurde auf die experimentell ermittelte Bruchlastwechselzahl bezogen, um einen vergleichbaren Maßstab für alle Versuche zu schaffen. Ein Wert von 1,0 entspricht dabei einer exakten Schätzung. In Abbildung 7f ist das Verhältnis der geschätzten zur experimentellen Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der bezogenen Bruchlastwechselzahl N^f_{bez} dargestellt. Letztere beschreibt den Anteil des Datensatzes, der zum Zeitpunkt der Schätzung bereits bekannt war. Dieses Vorgehen wurde auf alle Ermüdungsversuche aus Kapitel 3 angewendet (Abbildung 8). Neben den einzelnen Versuchen wurden auch der Mittelwert sowie ein 90 %-Konfidenzintervall dargestellt, welches unter Annahme einer log-Normalverteilung bestimmt wurde. Zusätzlich erfolgte eine Unterscheidung der Verhältnisse im logarithmischen $lg(N^f_{pred}) / lg(N^f)$ sowie im linearen N^f_{pred} / N^f Maßstab.

Es zeigte sich, dass die Bruchlastwechselzahl zu Beginn systematisch unterschätzt wird. Dies ist auf den ausgeprägten initialen Dehnungsanstieg in Phase I zurückzuführen. Bereits beim Erreichen des Phasenübergangs I konnte jedoch eine sehr präzise Schätzung erreicht werden, die sich weiter verbessert, sobald ausschließlich Daten aus Phase II berücksichtigt wurden. Ab diesem Punkt hatte eine

weitere Erhöhung von N^f_{bez} nur noch einen geringen Einfluss auf das Ergebnis. Somit stellt dies die Schwelle dar, ab der ein Versuch gestoppt werden könnte. Nach dem Erreichen des Phasenübergangs II liegt die Schätzung im Mittel bei etwa 1,0, was auf den regressionsbasierten Ansatz des Sparks-Menzies-Verhältnisses zurückzuführen ist. Dass nicht für alle Ermüdungsversuche eine exakte Schätzung erzielt werden kann, ist ebenfalls auf die zugrunde liegende Regression zurückzuführen, da eine perfekte Übereinstimmung nur dann erreicht wird, wenn ein Messwert exakt auf der Regressionsgeraden liegt.

Da die Bruchlastwechselzahl mit diesem Verfahren tendenziell unterschätzt wird, liegt die Schätzung somit auf der sicheren Seite. Zur Anwendung dieses Verfahrens sind nach wie vor experimentelle Ermüdungsversuche bis zum Versagen erforderlich, um ein Sparks-Menzies Verhältnis für den entsprechenden Beton aufstellen zu können, da eine Übertragbarkeit des Sparks-Menzies Verhältnisses anderer Betone nicht gewährleistet werden kann [12]. Aufgrund des linearen Zusammenhangs des Sparks-Menzies-Verhältnisses wird angenommen, dass allerdings bereits fünf Ermüdungsversuche mit annehmbaren Versuchsdauern hierfür ausreichen.

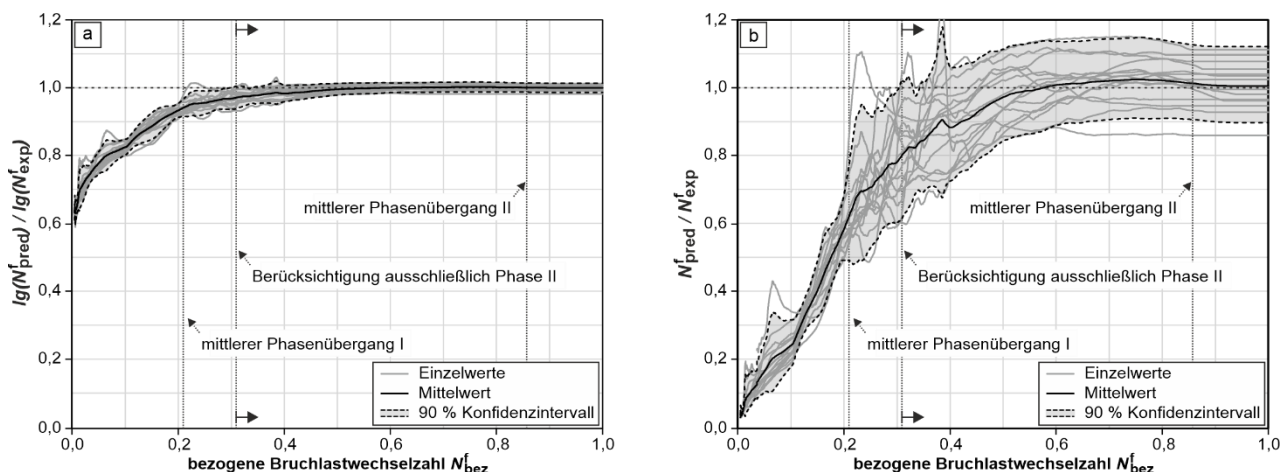


Abbildung 8 Verhältnis der geschätzten zur experimentellen Bruchlastwechselzahl über die bezogene Bruchlastwechselzahl (Grafik: Sören Voß)

6 Zusammenfassung und Ausblick

Der hohe zeitliche und finanzielle Aufwand bei Ermüdungsversuchen an Beton mit realitätsnahen Lastwechselzahlen stellt eine erhebliche Herausforderung dar. Eine beschleunigte Versuchsdurchführung führt jedoch zu einer signifikanten Temperaturerhöhung, die eine deutliche Reduktion des Ermüdungswiderstands zur Folge hat. Vor diesem Hintergrund werden alternative Ansätze zur effizienten Versuchsdurchführung untersucht.

Ein möglicher Ansatz besteht darin, Versuche bis zu einer definierten Grenzlastwechselzahl durchzuführen und anschließend die Bruchlastwechselzahl auf Grundlage des beobachteten Ermüdungsverhaltens zu extrapolieren. Diese Methodik wurde anhand der Dehnungsentwicklung analysiert und systematisch an Ermüdungsversuchen an zylindrischen Probekörpern auf einem konstanten Spannungsniveau ($S_{\max} = 0,80$; $S_{\min} = 0,05$) überprüft. Die wesentlichen Erkenntnisse aus den vorliegenden Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Erforderlichkeit der individuellen Detektion der Phasenübergänge für jeden Ermüdungsversuch aufgrund ausgeprägter Streuungen
- Nachweis einer sehr starken Korrelation zwischen der logarithmierten Steigung der Dehnung bei Oberlast in Phase II und der logarithmierten Bruchlastwechselzahl (Sparks-Menzies Verhältnis)
- Ermöglichung einer im Mittel exakten Schätzung bei Vorliegen von 50 % des Datensatzes

- Möglichkeit einer präzisen Schätzung der Bruchlastwechselzahl bereits mit Erreichen von Phase II der Ermüdungslebensdauer

Folglich eignet sich die vorgestellte Methode gut zur Schätzung der Bruchlastwechselzahl, sofern die exakte experimentelle Bruchlastwechselzahl eines jeden Probekörpers nicht erforderlich ist. Daraus resultiert, dass mit dem vorgestellten Verfahren die Versuchsdauer und die damit verbundenen Kosten um mindestens die Hälfte gesenkt werden können. Die gewonnenen Erkenntnisse beruhen ausschließlich auf den Ergebnissen eines Spannungsniveaus. Im Folgenden ist zu untersuchen, ob eine Übertragung auch auf andere Spannungsniveaus und anderen Betonen möglich ist. Darüber hinaus sollte geprüft werden, ob weitere Ermüdungsparameter, wie beispielsweise die Dissipationsenergie, ebenfalls geeignete Schätzungen ermöglichen.

7 Literatur

- [1] Fitzka, M., Karr, U., Granzner, M., Melichar, T., Röddhammer, M., Strauss, A., Mayer, H.: *Ultrasonic fatigue testing of concrete*, Ultrasonics 116, 106521, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.ultras.2021.106521>
- [2] Rampen, W., Munko, M. J., Dubon, S. L., Cuthill, F.: *Regenerative Structural Fatigue Testing with Digital Displacement Pump/Motors*. Actuators, 14(3), 103, 2025. <https://doi.org/10.3390/act14030103>
- [3] Schramm, C., Birkner, D., Marx, S.: *Resonance-based testing facility for fatigue tests of different axially loaded structural elements*,

- Engineering Structures 298, 117045, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.eng-struct.2023.117045>
- [4] Baktheer, A., Chudoba, R.: *Experimental study of the interacting effects of loading rate and temperature on concrete fatigue behavior under compression*, Construction and Building Materials 458, 139466, 2025. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.139466>
- [5] Voß, S., Beltrán Gutiérrez, R. E., Marx, S.: *Influence of the distribution function on the statistical scatter adjustment of the number of cycles to failure of concrete under fatigue*, ce/papers 8, No. 3-4, pp. 169 – 176, 2025. <https://doi.org/10.1002/cepa.3338>
- [6] Schneider, S., Hümme, J., Marx, S., Lohaus, L.: *Untersuchungen zum Einfluss der Probekörpergröße auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 1, pp. 58 - 67, 2018. <https://doi.org/10.1002/best.201700051>
- [7] Saucedo, L., Yu, R.C., Medeiros, A., Zhang, X., Ruiz, G.: *A probabilistic fatigue model based on the initial distribution to consider frequency effect in plain and fiber reinforced concrete*. International Journal of Fatigue 48, pp. 308 – 318, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2012.11.013>
- [8] Blasón, S., Fernández Canteli, A., Poveda, E., Ruiz, G., Yu, R.C., Castillo, E.: *Damage evolution and probabilistic strain-lifetime assessment of plain and fiber-reinforced concrete under compressive fatigue loading: Dual and integral phenomenological model*, International Journal of Fatigue 158, 106739. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2022.106739>
- [9] Kerkeni, W., Baktheer, A., Aguilar, M., Becks, H., Classen, M., Chudoba, R.: *On the correlation between the stable rate of deformation growth and the fatigue life in concrete*, in: Pichler, B., Hellmich, C., Preinstorfer, P. (Hrsg.), Proceedings of the 12th International Conference on Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures, pp. MS02–3:4, 2025. <https://doi.org/10.21012/FC12.1226>
- [10] Basaldella, M., Jentsch, M., Oneschkow, N., Markert, M., Lohaus, L.: *Compressive Fatigue Investigation on High-Strength and Ultra-High-Strength Concrete within the SPP 2020*, Materials 15, 3793, 2022. <https://doi.org/10.3390/ma15113793>
- [11] Sparks, P.R., Menzies, J.B.: *The effect of rate of loading upon the static and fatigue strengths of plain concrete in compression*, Mag. Concr. Res. 25 (83), pp. 73 – 80, 1973. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1973.25.83.73>
- [12] Oneschkow, N.: *Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung [Dissertation]*, in: Lohaus, L. (Hrsg.) Berichte aus dem Institut für Baustoffe, Heft 13, 2016.
- [13] von der Haar, C., Marx, S.: *A strain model for fatigue-loaded concrete*, Structural Concrete, 2018;19, pp. 463 – 471, 2017. <https://doi.org/10.1002/suco.201700029>
- [14] Birkner, D., Beltrán Gutiérrez, R. E., Marx, S.: *Comparison of stiffness degradation in fatigue-loaded concrete cylinders and large-scale beams*, Engineering Structures 302, 117360, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.eng-struct.2023.117360>
- [15] Bode, M., Marx, S.: *Energetic damage analysis regarding the fatigue of concrete*, Structural Concrete, 22(S1), pp. E851 – E859, 2021. <https://doi.org/10.1002/suco.202000416>
- [16] Fédération International du Béton (ed.): *fib model code for concrete structures 2020*, Lausanne. ISBN: 978-2-88394-176-2, 2023
- [17] DIN EN 1992-2:2010-12: *Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 2: Concrete bridges—Design and detailing rules; German version EN 1992-2:2005 + AC:2008*. Berlin: German Institute for Standardisation, 2010. <https://doi.org/10.31030/1723952>
- [18] CEB – Comité Euro-internationale du Béton: *CEB-FIP Model Code 1990*, Bulletin d'Informationno, 213/214, Thomas Telford Ltd, London, 1993
- [19] Schafer, R.: *What Is a Savitzky-Golay Filter? [Lecture Notes]*, IEEE Signal Processing Magazine 28, no. 4, pp. 111 – 117, 2011. <https://doi.org/10.1109/MSP.2011.941097>

CO₂-reduzierte Performancebetone nach ONR 23339: Potenziale und Grenzen

Michael Autischer, Joachim Juhart, Claudia Baldermann, Konstantin Volker Hohmann
Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Die Reduktion des Treibhauspotenzials von Beton gewinnt vor dem Hintergrund europäischer Klimaziele und nationaler CO₂-Klassifizierungssysteme zunehmend an Bedeutung. Während die Herstellung von Beton in Österreich traditionell auf einem deskriptiven Ansatz nach ÖN B 4710-1 basiert, eröffnet die performanceorientierte Betonkonzeption nach ONR 23339 zusätzliche Möglichkeiten zur gezielten Optimierung von Rezepturen. Im vorliegenden Beitrag werden fünf Performancebetone der Druckfestigkeitsklasse C25/30 und der Konsistenzklasse F52 hinsichtlich Frischbetoneigenschaften, Druckfestigkeit, Dauerhaftigkeit und Global Warming Potential untersucht. Der Schwerpunkt liegt auf Betonen für den Hochbau, ohne künstlich eingebrachte Luftporen. Die Dauerhaftigkeitsbewertung erfolgt durch Vergleich mit im laufenden Forschungsprojekt „NÖB“ ermittelten Kennwerten für deskriptive Standardbetone nach ÖNORM B 4710-1 sowie Literaturangaben. Die Ergebnisse zeigen, dass durch klinkerreduzierte Rezepturen mit erhöhten Anteilen an Zusatzstoffen, wie AHWZ (aufbereitete, hydraulisch wirksame Zusatzstoffe) und Kalksteinmehle sowie den Einsatz von Pflanzenkohle, deutliche Reduktionen des GWP erreichbar sind. Gleichzeitig zeigen die Untersuchungen, dass verlängerte Erhärungszeiten, Verarbeitbarkeitsverluste und Fragen der Robustheit zentrale Herausforderungen für die praktische Anwendung performanceoptimierter Betone darstellen.

1 Einleitung

Die Verringerung von Treibhausgasemissionen hat in der Beton- und Zementindustrie erheblich an Bedeutung gewonnen. Durch die Verordnung der Europäischen Union zur Klimaneutralität bis 2050 [1] und die zugehörige europäische Roadmap [2] steigt der Handlungsdruck auf die Branche. CEMBU-REAU zeigt in einer eigenen Roadmap [3] mögliche Reduktionspfade entlang der gesamten Wertschöpfungskette auf. Diese werden durch die fünf Bereiche Klinker, Cement, Concrete, Construction und Carbonation beschrieben. Aus betontechnologischer Sicht sind insbesondere Cement und Concrete relevant. Auf Zementebene soll der Klinkeranteil durch Zusatzstoffe und alternative Bindemittel reduziert werden, während auf Betonebene die Optimierung der Rezepturen und die Verringerung des Zementgehalts im Vordergrund stehen. Beide Ansätze sind technologisch eng miteinander verbunden.

Beton wird in Österreich im Wesentlichen anhand von Druckfestigkeit, Dauerhaftigkeit, Größtkorn

und Verarbeitbarkeit deklariert. Seit 2025 ermöglicht das ÖBV-Merkblatt „CO₂-Klassen für Beton“ zusätzlich eine Einordnung nach dem Global Warming Potential (GWP). Berücksichtigt werden die Lebenszyklusphasen A1–A3 gemäß ISO 14025 und EN 15804+A2, die den Bereich von der Rohstoffbereitstellung bis zur Herstellung im Betonwerk abbilden. Auf Grundlage druckfestigkeitsabhängiger Referenzwerte erfolgt die Einstufung in Global-Warming-Reduction-Klassen von GWr0 bis GWr9. GWr9 entspricht einer Verringerung des GWP um mindestens 90 % gegenüber dem jeweiligen Basiswert.

Die Herstellung von Beton wird in Österreich durch die ÖN B 4710-1 geregelt. Das deskriptive Konzept stellt die Dauerhaftigkeit über Mindestbindemittelgehalte, maximale Wasser-Bindemittel-Werte, definierte Luftkennwerte und zulässige Zementarten sicher. Verarbeitbarkeit und Druckfestigkeit werden durch Prüfungen am Frisch- beziehungsweise Festbeton nachgewiesen. Die Vorgaben beruhen auf langjähriger Erfahrung, begrenzen jedoch den

Tabelle 1 Kennwerte der eingesetzten Ausgangsstoffe

Produktbezeichnung	Dichte [g/cm ³]	Blaine [cm ² /g]	d ₅₀ [μm]	GWP [kg CO ₂ -eq/t]	Quelle für GWP
CEM I 52.5 R	3.12	4500	8.2	539	[4]
CEM I 52.5 N SR0	3.13	4400	7.1	544	[4]
CEM III/B 32.5 N	2.88	4400	10.7	267	[4]
AHWZ	2.88	4000	9.8	95–114	[5,6]
Kalksteinmehl sehr fein („Mikro-KSM“)	2.75	>10000	0.9	17–56	[7,8]
Kalksteinmehl fein („Meso-KSM“)	2.75	5200	5.9	17–44	[7,9]
Kalksteinmehl grob („Makro-KSM“)	2.75	–	11–73	13–28	[10,11]
Gesteinskörnung < 4 mm	2.70	–	500	1.7–1.8	[12]
Gesteinskörnung > 4 mm	2.70	–	-	1.6–2.4	[12]
Fließmittel (FM)	1.06	–	-	1530	[13]

Spielraum für eine weitere GWP-Reduktion. Insbesondere die vorgeschriebenen Mindestbindemittelgehalte und die eingeschränkte Auswahl zulässiger Zementarten führen dazu, dass bestimmte CO₂-Grenzen mit einer rein deskriptiven Rezepturauslegung und marktüblichen Zementen nicht unterschritten werden können.

Einen weitergehenden Optimierungsansatz bietet die performancebasierte Konzeption von Beton gleichwertiger Leistungsfähigkeit nach ONR 23339. Dabei kann von festen Mindest- und Höchstwerten der Zusammensetzung abgewichen werden, sofern gegenüber einem Referenzbeton nach ÖN B 4710-1 eine gleichwertige Leistungsfähigkeit nachgewiesen wird. Von besonderer Bedeutung sind hierbei der Karbonatisierungswiderstand für XC und der Chloridwiderstand für XD. Dadurch können Betonrezepturen stärker auf den jeweiligen Anwendungsfall und eine möglichst geringe Umweltwirkung abgestimmt werden. Dem zusätzlichen Optimierungspotenzial stehen jedoch ein erhöhter Prüfaufwand, ein hoher betontechnologischer Wissensbedarf und Fragen zur praktischen Robustheit gegenüber.

Untersucht werden Betone ohne künstlich eingebrachte Luftporen mit moderaten Dauerhaftigkeitsanforderungen bis zur Kurzbezeichnung B2 (XC4/XW1/XD2/XF1/XA1L). B2 umfasst neben dem Karbonatisierungswiderstand auch Anforderungen an Chlorid- und Frostangriff sowie an lösenden chemischen Angriff. Betone mit geringeren An-

forderungen werden anhand ihres Karbonatisierungswiderstands den Klassen XC1, XC2 und XC3 bzw. B1 (XC3/XW1) zugeordnet.

Ziel der Untersuchung ist es, das erreichbare GWP-Reduktionspotenzial von Performancebetonen bei angestrebter Einhaltung der Druckfestigkeitsklasse C25/30 und der Konsistenzklasse F52 zu bestimmen. Hierzu werden fünf Rezepturkonzepte untersucht, bei denen der Klinkergehalt durch AHWZ, Kalksteinmehle, hüttensandreiche Zemente und Pflanzenkohle reduziert wird. Die Mischungen werden den für B2 relevanten Dauerhaftigkeitsprüfungen unterzogen und anhand der Ergebnisse den jeweils erreichten Expositions- und GWR-Klassen zugeordnet. Auf diese Weise werden sowohl das GWP-Reduktionspotenzial als auch die technischen Grenzen der untersuchten Performancekonzepte bewertet.

2 Materialien, Rezepturen und Probenherstellung

Für die untersuchten Betonrezepturen wurden – mit Ausnahme der Pflanzenkohle – Ausgangsstoffe verwendet, die in der ÖN B 4710-1 vorgesehen sind (Tabelle 1). Ein wesentlicher Anteil des Zements wird durch Kalksteinmehle unterschiedlicher Feinheit substituiert (Mikro-, Meso- und Makro-KSM), wie von Juhart et al. [14,15] beschrieben. Pflanzenkohle ist derzeit nicht für die Verwendung in Beton normativ zugelassen. Sie wird durch Pyrolyse hergestellt und kann aufgrund ihres bilanziell negativen Treibhauspotenzials das Gesamt-GWP des Betons deutlich reduzieren [16]. Ihre Anwendung in Beton

Tabelle 2 Rezepturzusammensetzung der untersuchten Performancebetone

Ausgangsstoff	M1 [kg/m ³]	M2 [kg/m ³]	M3 [kg/m ³]	M4 [kg/m ³]	M5 [kg/m ³]
CEM I 52.5 R	147	121	–	105	41
CEM I 52.5 N SR0	–	–	121	–	–
CEM III/B 32.5 N	–	–	–	–	164
AHWZ	101	84	84	70	–
Mikro-KSM	20	16	–	23	16
Meso-KSM	59	49	49	25	49
Makro-KSM 1 ⁽¹⁾	–	–	–	115	–
Makro-KSM 2 ⁽²⁾	–	143	143	–	143
Pflanzenkohle	–	–	11	–	–
GK 0/4	923	883	874	900	883
GK 4/8	442	537	530	425	537
GK 8/16	346	220	216	185	220
GK 16/22	211	181	178	–	181
GK 16/32	–	–	–	420	–
Zugabewasser	138	145	155	145	145
FM	4.0	4.0	4.8	2.7	3.0
W/B-Wert nach ÖN B 4710-1	0.61	0.79	0.84	0.91	0.72

¹ Mehlkornanteil 94 %. ² Mehlkornanteil 65 %.

befindet sich jedoch noch in Entwicklung und ist Gegenstand aktueller Forschung.

Sofern für einen Ausgangsstoff eine Umweltproduktdeklaration vorliegt, werden die darin angegebenen GWP-Werte herangezogen. Andernfalls wird auf Literaturdaten zurückgegriffen. Für die eingesetzte Pflanzenkohle werden Werte zwischen –2580 und –3190 kg CO₂-eq/t angegeben [17–19]. Zur Ermittlung theoretisch minimaler GWP-Werte nach dem deskriptiven Konzept wird der Mindestbindemittelgehalt gemäß ÖN B 4710-1 mit den GWP-Werten eines CEM II/C kombiniert. Diese liegen gemäß den verfügbaren Produktdeklarationen zwischen 315 und 390 kg CO₂-eq/t [4,5]. Für die weiteren Berechnungen werden konservativ –2580 kg CO₂-eq/t für die Pflanzenkohle und 315 kg CO₂-eq/t für den CEM II/C angesetzt.

Die fünf Performancebetone (Tabelle 2) wurden in einem 750-Liter-Skako-Hochleistungsmischer mit einem Mischungsvolumen von jeweils 150 Litern hergestellt. Zunächst wurden die Feststoffe trocken in den Mischer eingebracht und anschließend unter Zugabe der flüssigen Bestandteile gemischt. Nach der Entleerung erfolgten die Frischbetonprüfungen und die Probenherstellung. Nach 75 Minuten wurde das Ausbreitmaß (ABM) nach erneutem händischem Aufmischen mit einer Hacke nochmals bestimmt.

Die untersuchten Mischungen bilden keine systematische Parameterstudie, sondern unterschiedliche Gesamtkonzepte der Rezepturoptimierung ab. Neben Art und Menge der Bindemittelkomponenten variieren teilweise der Wassergehalt, die Fließmitteldosierung, die Zusammensetzung der Gesteinskörnung und das Größtkorn. Die Wirkung einzelner Ausgangsstoffe kann daher nicht vollständig isoliert werden. Im Mittelpunkt steht die vergleichende Bewertung der fünf Rezepturkonzepte hinsichtlich GWP, Verarbeitbarkeit, Festigkeitsentwicklung und Dauerhaftigkeit.

3 Methoden

Die Konzeption der Performancebetone erfolgte mit dem Ziel, das GWP bei gleichzeitiger Einhaltung der Druckfestigkeitsklasse C25/30 gemäß den Anforderungen der ÖN B 4710-1 für die Eignungsprüfung möglichst weit zu reduzieren. Der hierfür maßgebende Grenzwert der Würfeldruckfestigkeit beträgt 39 MPa. Zusätzlich wurde die Konsistenzklasse F52 angestrebt. An den in Tabelle 2 dargestellten Performancebetonen wurden das Ausbreitmaß (ABM) nach 10 und 75 Minuten, die Druckfestigkeit an jeweils drei 150-mm-Würfeln je Prüfzeitpunkt sowie die für die Betonklasse B2 relevanten Dauerhaftigkeitskennwerte nach ÖN B 4710-3 be-

Tabelle 3 Prüfmatrix

Eigenschaft	Verfahren/Norm	Prüfkörperanzahl	Prüfkörper	Bewertungsziel
Ausbreitmaß	ÖN EN 12350-5	-	-	F52
Druckfestigkeit	ÖN EN 12390-3	3 je Termin	Würfel 150 mm	C25/30
Wassereindringtiefe	ÖN EN 12390-8	3	200x200x120 mm	XW1
Frost-Tau-Widerstand	ÖN B 4710-3	3	100x100x400 mm	XF1 über XF3
Lösender Angriff	ÖN B 4710-3	3	75x75x250 mm	XA1L
Karbonatisierung	ÖN EN 12390-12	2	100x100x400 mm	XC
Chloriddiffusion	ÖN EN 12390-11	2	Würfel 150 mm	XD2

stimmt (Tabelle 3). Die Zuordnung zu den Expositionsklassen erfolgte erst auf Grundlage der erzielten Prüfergebnisse.

Gemäß ONR 23339 sind für den Nachweis grundsätzlich drei Chargen erforderlich. Im Rahmen dieser Studie wurde der Vergleich in reduziertem Umfang anhand einer Charge durchgeführt. Da ein einzelner Referenzbeton stets nur einen Ausschnitt der möglichen Zusammensetzungen und Eigenschaften einer Betonklasse abbildet, verfolgt das laufende FFG-Projekt NÖB („Nachhaltigkeits-Benchmarks für österreichische Betone“) das Ziel, statistisch repräsentative Kennwerte für österreichische Standardbetone zu ermitteln. Im Mittelpunkt stehen dabei die bislang nicht quantitativ definierten Karbonatisierungs- und Chloriddiffusionsraten der Expositionsklassen XC und XD. Zwischenergebnisse aus dem Projekt NÖB [20] sowie Literaturdaten von Krispel et al. [21] bilden die Grundlage für den Vergleich und die Zuordnung der Performancebetone.

3.1 Dauerhaftigkeitskennwerte

Die Prüfung und Lagerung für die Expositionsklassen XC, XD, XW, XF1 und XA1L (A) erfolgten nach ÖN B 4710-1 beziehungsweise ÖN B 4710-3. Die Wassereindringtiefe für XW wurde an drei Prüfkörpern mit den Abmessungen 200 × 200 × 120 mm bestimmt. Für die Klasse XW1 gilt im Rahmen der Eignungsprüfung ein Grenzwert von 40 mm.

Die Frost-Tau-Beständigkeit für XF1 wurde über die nach ÖN B 4710-1 zulässige XF3-Prüfung nachgewiesen. Die Prüfung erfolgte an drei Prismen mit den Abmessungen 100 × 100 × 400 mm im Vergleich zu einem Nullbeton. Der Widerstand gegen lösenden chemischen Angriff für XA1L wurde an drei Prismen mit den Abmessungen 75 × 75 × 250 mm ebenfalls im Vergleich zu einem Nullbeton geprüft.

Der Karbonatisierungswiderstand für XC wurde im beschleunigten Verfahren nach ÖN EN 12390-12 an zwei Prismen mit den Abmessungen 100 × 100 × 400 mm bestimmt. Da die Prüfnorm mehrere Verfahren zur Auswertung der Karbonatisierungsgeschwindigkeit zulässt, werden in dieser Studie vereinfachend die Karbonatisierungstiefen nach 70 Tagen verglichen und als Indikator für den Karbonatisierungswiderstand herangezogen.

Der Chloridwiderstand für XD wurde nach ÖN EN 12390-11 an zwei 150-mm-Würfeln bestimmt. Der Vergleich mit den Standardbetonen aus dem Projekt NÖB und der Literatur [20,21] erfolgt anhand des Chloriddiffusionskoeffizienten.

3.2 GWP-Wert Berechnung

Für die Berechnung des GWP von 1 m³ Beton werden Environmental Product Declarations (EPDs) herangezogen. Während Zemente unterschiedlicher österreichischer Hersteller bereits weitgehend durch EPDs abgebildet sind, fehlen entsprechende Da-

Tabelle 4 Prüfungsergebnisse der Performancebetone hinsichtlich Ausbreitmaß, Druckfestigkeit, Wassereindringtiefe, Frost-Tau-Beständigkeit und Widerstand gegen lösenden chemischen Angriff.

Bezeichnung	ABM 10/75 min [cm]	DF 28d [MPa]	DF 90d [MPa]	Wassereindring- tiefe XW [mm]	XF1/XF3	XA1L
M1	56/43	57,6	66,8	17	bestanden	bestanden
M2	61/59	43,9	52,4	18	bestanden	bestanden
M3	57/55	37,7	47,6	27	bestanden	Nicht geprüft
M4	61/54	34,0	45,5	Nicht geprüft	bestanden	bestanden
M5	56/35	40,5	46,7	13	bestanden	bestanden

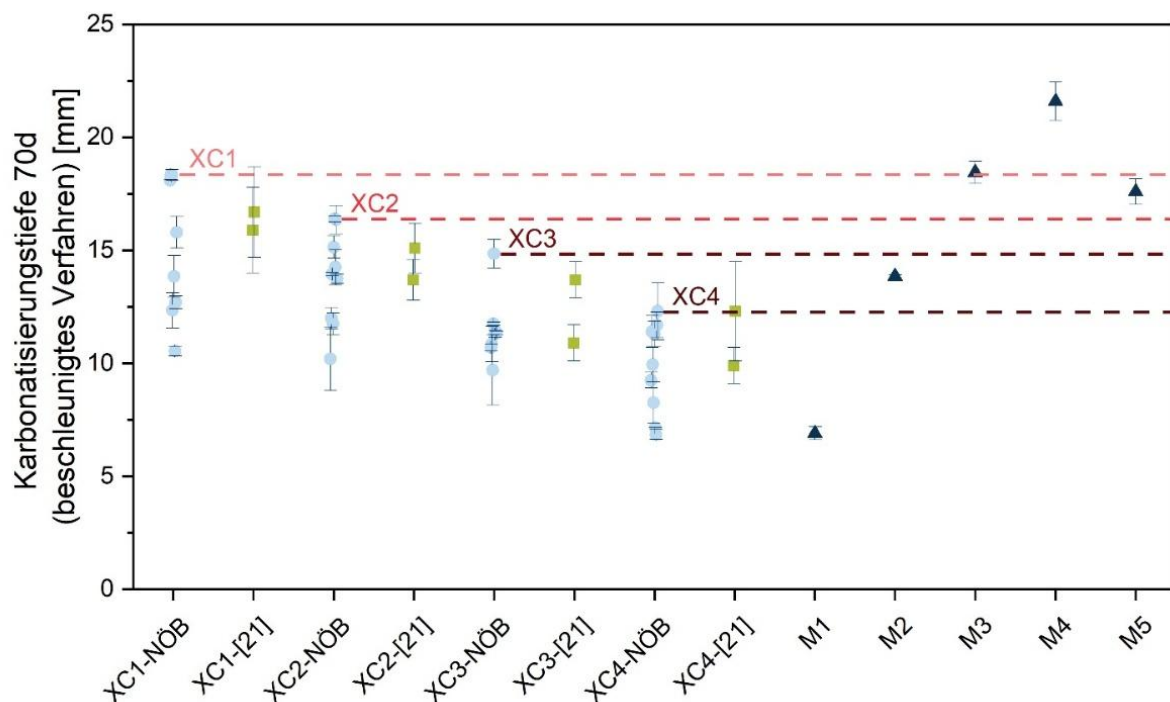


Abbildung 1 Karbonatisierungstiefen nach 70 Tagen im beschleunigten Verfahren. Vergleich der Performancebetone (dunkelblau) mit deskriptiven Standardbetonen (hellblau und hellgrün) als Referenzwerte, um eine Zuordnung zu den Expositionsklassen XC1 bis XC4 zu ermöglichen.

tensätze teilweise noch für Zusatzstoffe, Zusatzmittel und Gesteinskörnungen. Um dennoch eine einheitliche Vergleichsgrundlage zu schaffen, wird der Online-GWP-Rechner des Güteverbands Transportbeton (GVTB) verwendet. Dieser berücksichtigt die Rohstoffbereitstellung (A1), den Transport der Ausgangsstoffe zum Betonwerk (A2) und den Herstellungsprozess im Werk (A3).

Da es sich bei den untersuchten Betonen um Labormischungen handelt, müssen für A2 und A3 Annahmen getroffen werden. Die Datengrundlage für A2 bilden die im Projekt NÖB erhobenen Werte. Für jedes Werk wurde ein Mittelwert aus allen dort hergestellten Betonmischungen berechnet. Für die Labormischungen wurde aus konservativen Gründen der höchste werksspezifische Mittelwert von 16,6 kg CO₂-eq/m³ angesetzt. Für A3 wurde auf Grundlage des GVTB-GWP-Rechners in der Version 2025-10 ein Wert von 1,8 kg CO₂-eq/t verwendet. Zur Ermittlung eines theoretisch minimalen GWP nach dem deskriptiven Konzept wurden Mischungen für XC1, XC2, XC3 und B2 (XC4 bzw. XD2) mit den Mindestbindemittelgehalten gemäß ÖN B 4710-1 berechnet. Die geringsten GWP-Werte weisen CEM-III- und CEM-II/C-Zemente auf. Da CEM-III-Zemente für die Expositionsklassen XC

nach ÖN B 4710-1 nur bei einer Erhöhung des Zementgehalts eingesetzt werden dürfen, wurde für die Berechnungen ein CEM II/C [4] herangezogen. Dieser erfüllt gemäß der Bautechnischen Zulassung BTZ-0051 die Anforderungen der ÖN B 4710-1 für die Klassen XC1 bis XC4 und XD2.

Ergänzend wurden aus den im Projekt NÖB erhobenen Daten klassenbezogene Mittelwerte für Betone der Klassen XC1, XC2, XC3 und B2 berechnet. Diese dienen als Überblick über die GWP-Werte derzeit üblicher österreichischer Standardbetone.

4 Ergebnisse und Diskussion

4.1 Festigkeit, Verarbeitbarkeit und Dauerhaftigkeit

Die Ergebnisse der Prüfungen des ABM, der Druckfestigkeit und der Dauerhaftigkeitskennwerte sind in Tabelle 4 zusammengefasst. Sämtliche Performancebetone erreichten nach 10 Minuten die Konsistenzklasse F52. Bei M1 und M5 war die Verarbeitbarkeit nach 75 Minuten jedoch nicht mehr ausreichend, sodass eine Anpassung der Fließmitteldosierung bzw. der Konsistenzhaltung erforderlich ist. Der für die Eignungsprüfung maßgebende Wert der

Druckfestigkeitsklasse C25/30 wurde nach 28 Tagen noch nicht von allen Betonen, spätestens nach 90 Tagen jedoch von sämtlichen Mischungen erreicht. Die Anforderungen an XW1, XF1 beziehungsweise XF3 und XA1L wurden von allen jeweils geprüften Betonen erfüllt.

Der Nachweis der Klassen XC und XD erfolgt nach ONR 23339 durch den Vergleich mit einem Referenzbeton, der den Anforderungen der ÖN B 4710-1 entsprechen und hinsichtlich der Zusatzstoffmengen maximal einem CEM II/B gleichkommen muss. Ein individueller Referenzbeton bildet jedoch stets nur einen Ausschnitt der innerhalb einer Betonklasse möglichen Zusammensetzungen und Eigenschaften ab. Im Projekt NÖB wurde eine Vielzahl anforderungskonformer Standardbetone der Klassen XC1, XC2, XC3 und B2 untersucht. Da die statistische Gesamtauswertung dieser Daten noch nicht abgeschlossen ist, werden für die vorliegende Untersuchung Einzelbetone aus dem NÖB-Untersuchungsprogramm [20] und der Literatur [21] als Referenzbetone herangezogen.

Da alle untersuchten Standardbetone die normativen Anforderungen erfüllen, können sie grundsätzlich als Referenz dienen. Für die Zuordnung der Performancebetone werden deshalb die jeweils ungünstigsten Kennwerte der anforderungskonformen Standardbetone angesetzt. Dieser optimierungsorientierte Ansatz ermöglicht es, das CO₂-Reduktions-

potenzial zu bewerten, ohne höherwertig zusammengesetzte Standardbetone als allgemein gültigen Maßstab vorauszusetzen. Die Einordnung erfolgt anhand der in Abbildung 1 und Abbildung 2 dargestellten Vergleichswerte [20,21] für die Klassen XC1 bis XC4 beziehungsweise XD2.

Die Karbonatisierungstiefe bildet die Karbonatisierungsgeschwindigkeit zwar nicht unmittelbar ab, stellt jedoch einen geeigneten Indikator für den Karbonatisierungswiderstand dar. M1 weist einen höheren Widerstand als alle betrachteten XC4-Referenzbetone auf. M2 wird der Klasse XC3 zugeordnet. M5 und grenzwertig auch M3 erreichen die Klasse XC1. M4 erfüllt keine der betrachteten XC-Klassen und ist daher als X0 einzustufen.

Die Anforderungen an den Chloridwiderstand für XD2 erfüllen ausschließlich M1 und M5. M1 ist damit die einzige untersuchte Mischung, die insgesamt der Betonklasse B2 zugeordnet werden kann. M5 erfüllt zwar XD2, erreicht hinsichtlich des Karbonatisierungswiderstands jedoch nur XC1 und ist daher als XC1 zu deklarieren. M2 bis M4 erfüllen die Anforderungen an XD2 nicht; bei diesen Mischungen verhindert zudem der unzureichende Karbonatisierungswiderstand eine Zuordnung zu B2. Die Ergebnisse zeigen, dass die Performancebetone hinsichtlich Festigkeit, Verarbeitbarkeit sowie XW, XF und XA grundsätzlich ein hohes Leistungsniveau erreichen. Die maßgebenden Einschränkungen

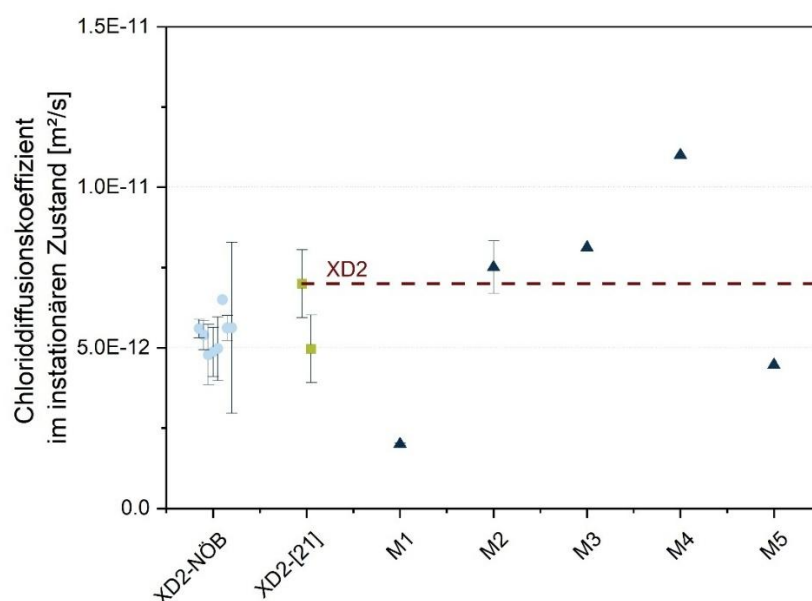


Abbildung 2 Chlorid Diffusionskoeffizient nach EN 12390-11. Vergleich der Performancebetone mit Daten aus dem Projekt NÖB und Literaturdaten zur Bewertung der Expositionsklasse XD2.

ergeben sich bei XC und XD. Für diese Expositionsklassen ist zum Erreichen der Klasse B2 eine gezielte iterative Optimierung erforderlich, insbesondere durch Anpassung des W/B-Werts sowie der Art und des Substitutionsgrads der eingesetzten Bindemittelkomponenten.

4.2 GWP

Die Einstufung der Performancebetone (M1-M5) sowie die Mittelwerte der NÖB-Standardbetone in GWR-Klassen erfolgt in Abbildung 3.

Die Mittelwerte der NÖB-Standardbetone weisen mit steigenden Dauerhaftigkeitsanforderungen höhere GWP-Werte und entsprechend niedrigere GWR-Klassen auf. Sie reichen von GWR4 für XC1 bis GWR2 für B2 und repräsentieren damit die derzeit branchenüblichen Betone. Die theoretischen Mindestwerte des deskriptiven Konzepts liegen für die betrachteten XC-Klassen bzw. B2 hingegen im Bereich von GWR5.

Die Performancebetone erreichen die Klassen GWR4 bis GWR6. M2 liegt mit GWR5 und der Dauerhaftigkeitsklasse XC3 erkennbar links vom theo-

retisch möglichen Bereich des deskriptiven Konzepts. Auch die als XC1 eingestufteten Betone M3 und M5 erreichen mit GWR6 beziehungsweise GWR5 GWP-Werte, die unter den gemäß ÖN B 4710-1 theoretisch möglichen Mindestwerten des deskriptiven Konzepts liegen. M5 liegt dabei unmittelbar an der Grenze zu GWR6. M4 weist ebenfalls ein sehr niedriges GWP und GWR6 auf, kann aufgrund des unzureichenden Karbonatisierungswiderstands jedoch nur als X0 eingestuft werden und ist daher für dauerhafte Hochbauanwendungen nicht unmittelbar relevant.

M1 erfüllt als einzige Mischung sämtliche Anforderungen der Betonklasse B2 und erreicht GWR4. Der Beton liegt damit innerhalb des theoretisch möglichen Bereichs des deskriptiven Konzepts, verfehlt die Grenze zu GWR5 jedoch lediglich um etwa 2 kg CO₂-eq/m³. Die Ergebnisse zeigen somit, dass eine deutliche GWP-Reduktion auch für B2 möglich ist. Die höchsten GWR-Klassen wurden im Rahmen dieser Untersuchung allerdings bei den für den Hochbau relevanten Klassen XC1 und XC3 erreicht.

Die niedrigen GWP-Werte werden durch die im performancebasierten Konzept mögliche Reduktion

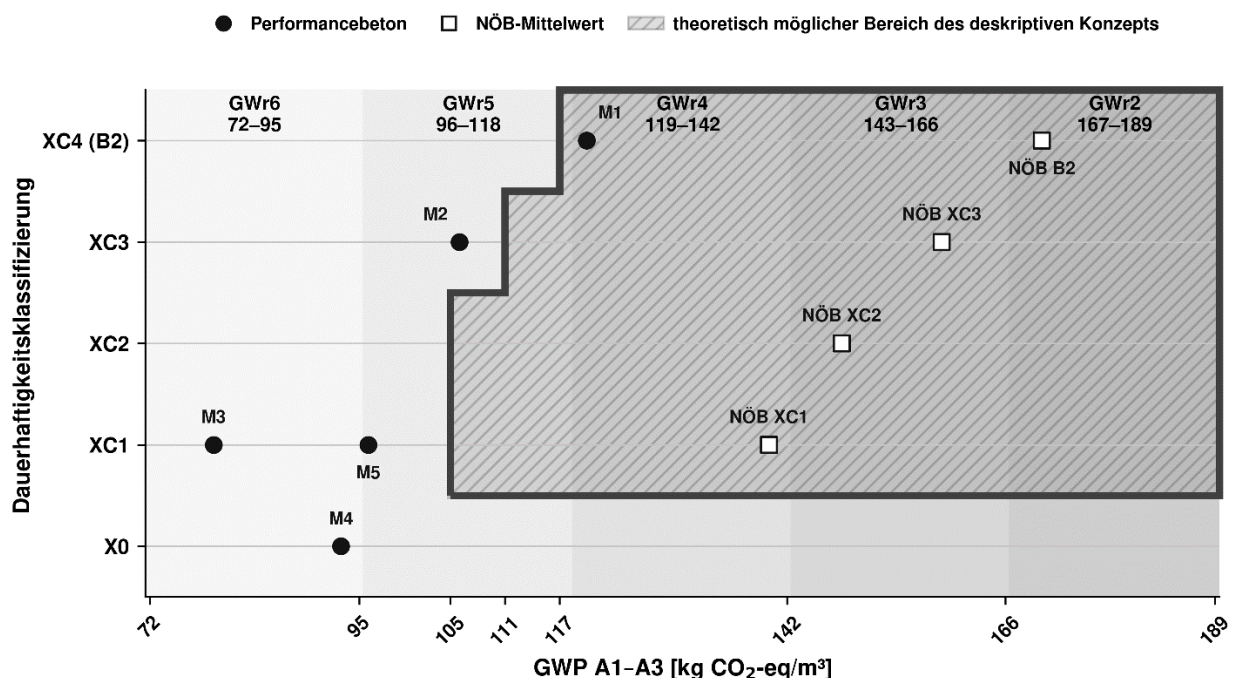


Abbildung 3 Einordnung der Performancebetone anhand des GWP der Lebenszyklusphasen A1–A3, der erreichten GWR-Klasse für C25/30 im Hochbau und der Dauerhaftigkeitsklassifizierung. Die abgestufte Fläche kennzeichnet den theoretisch möglichen GWP-Bereich des deskriptiven Konzepts nach ÖN B 4710-1 unter Ansatz des Mindestbindemittelgehalts und eines CEM II/C. GWP-Werte unterhalb des theoretischen Bereiches können mit dem deskriptiven Konzept nicht erreicht werden. Dargestellt sind außerdem die Mittelwerte branchenüblicher Betone aus dem Projekt NÖB.

des Klinker- und Bindemittelgehalts sowie den Einsatz von AHWZ, Kalksteinmehlen und Pflanzkohle erzielt. Dadurch konnten Kombinationen aus Dauerhaftigkeits- und GWR-Klassen erreicht werden, die mit den deskriptiven Zusammensetzungsgrenzen der ÖN B 4710-1 nicht erreichbar gewesen wären. M3 verdeutlicht insbesondere das GWP-Potenzial der Pflanzkohle.

Die Einstufung in GWR-Klassen wird zusätzlich durch die Transportentfernungen der Ausgangsstoffe beeinflusst. Für A2 wurde mit 16,6 kg CO₂-eq/m³ ein konservativer Wert angesetzt. Durch die Verwendung regional verfügbarer Rohstoffe könnte dieser Anteil reduziert und bei grenznahen Mischungen eine höhere GWR-Klasse erreicht werden. Unabhängig davon weisen die Performancebetone gegenüber den NÖB-Standardbetonen eine deutliche Verringerung des GWP auf.

Die Reduktion des Klinkeranteils und der verstärkte Einsatz langsam reagierender Bindemittelkomponenten führen teilweise zu einer verzögerten Festigkeitsentwicklung. Für einzelne Betone kann daher eine Deklaration der Druckfestigkeit nach 56 oder 90 Tagen erforderlich sein. In diesem Zusammenhang sollte geprüft werden, ob auch Dauerhaftigkeitsprüfungen erst nach einer der deklarierten Festigkeitsentwicklung entsprechenden Vorlagerungsdauer beginnen sollten.

Auch Verarbeitbarkeit und Robustheit sind bei der weiteren Optimierung zu berücksichtigen. Der geringe Wassergehalt und der erhöhte Zusatzmittelbedarf können jedoch Viskosität, Entmischungsneigung, Pumpbarkeit und Oberflächenbearbeitung beeinflussen.

5 Zusammenfassung

Die Ergebnisse zeigen das erhebliche Potenzial performanceorientierter Betonkonzepte zur Reduktion des Treibhauspotenzials. Durch die Verringerung des Klinker- und Bindemittelgehalts sowie den Einsatz von AHWZ, Kalksteinmehlen und Pflanzkohle wurden GWP-Werte erreicht, die deutlich unter jenen branchenüblicher Standardbetone liegen. Für die hochbaurelevanten Klassen XC1 und XC3 wurden teilweise GWR-Klassen erreicht, die mit dem deskriptiven Konzept gemäß ÖN B 4710-1 nicht erreichbar wären.

Alle untersuchten Betone erreichten die angestrebte Druckfestigkeitsklasse C25/30 spätestens nach 90

Tagen. Auch die jeweils geprüften Anforderungen an Wassereindringtiefe, Frost-Tau-Beständigkeit und Widerstand gegen lösenden chemischen Angriff wurden erfüllt. Für XC und XD ergibt sich hingegen ein differenziertes Bild. M1 weist die umfassendste Dauerhaftigkeitsperformance auf und kann insgesamt der Klasse B2 zugeordnet werden. Andere stark GWP-optimierte Mischungen erreichen zwar für den Hochbau relevante XC-Klassen, weisen jedoch Einschränkungen beim Karbonatisierungs- oder Chloridwiderstand auf. Eine Reduktion des GWP ist daher stets gemeinsam mit Festigkeit, Verarbeitbarkeit und den anwendungsbezogenen Dauerhaftigkeitsanforderungen zu bewerten. Die Performancekonzeption nach ONR 23339 bietet hierfür einen geeigneten Rahmen, setzt jedoch betontechnologisches Fachwissen und einen erhöhten Prüfaufwand voraus.

Für die praktische Umsetzung sind insbesondere die verzögerte Festigkeitsentwicklung, geeignete Prüfzeitpunkte für Dauerhaftigkeitsuntersuchungen und die Robustheit gegenüber Schwankungen der Ausgangsstoffe und Herstellung zu berücksichtigen. Weitere Untersuchungen zur Pumpbarkeit, Oberflächenbearbeitung und Anwendung unter Praxisbedingungen sind erforderlich, um CO₂-reduzierte Performancebetone breiter einsetzen zu können.

6 Literatur

- [1] Europäisches Parlament, *Verordnung (EU) 2021/1119 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 30. Juni 2021 zur Schaffung des Rahmens für die Verwirklichung der Klimaneutralität und zur Änderung der Verordnungen (EG) Nr. 401/2009 und (EU) 2018/1999 („Europäisches Klimagesetz“)*, 2021. <https://eur-lex.europa.eu/eli/reg/2021/1119/oj?locale=de>.
- [2] European Commission, *A Clean Planet for all: A European strategic long-term vision for a prosperous, modern, competitive and climate neutral economy*, European Commission, Brussels, 2018. <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/TXT/?uri=CELEX:52018DC0773>.
- [3] CEMBUREAU, *From Ambition to Deployment: The Road Travelled, Pathways and Levers to Scale Up Our Net Zero Ambition*,

- CEMBUREAU, the European Cement Association, Brussels, 2024. <https://www.atc.pt/wp-content/uploads/2024/06/2024.05.21-cembureau-net-zero-roadmap.pdf>.
- [4] BAU EPD GmbH, *Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2: Zementprodukte*, Bau EPD GmbH, Wien, 2023.
- [5] BAU EPD GmbH, *Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2: Zement bzw. aufbereitete, hydraulisch wirk-same Zusatzstoffe (AHWZ) – CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N, Flumix, AHWZ-GS*, Bau EPD GmbH, Wien, Österreich, 2024. <https://www.bau-epd.at>.
- [6] BAU EPD GmbH, *EPD - Environmental Product Declaration: Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2: AHWZ-GS*, Bau EPD GmbH, Wien, Österreich, 2025. <https://www.bau-epd.at>.
- [7] Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), *Kalksteinmehl: Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2*, Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Berlin, 2025. <https://www.ibu-epd.com>.
- [8] The International EPD® System, *Dry ground calcium carbonate (GCC-Dry) Ultrafine*: Sector EPD, EPD International AB, Stockholm, 2021. <https://www.environdec.com>.
- [9] The International EPD® System, *Dry ground calcium carbonate (GCC-Dry) Fine - Sector EPD*, EPD International AB, Stockholm, 2021. <https://www.environdec.com>.
- [10] The International EPD® System, *Dry ground calcium carbonate (GCC-Dry) Coarse - Sector EPD*, EPD International AB, Stockholm, Sweden, 2021. <https://www.environdec.com>.
- [11] J. Juhart, M.C. Baldermann, G.-A. David, G. Fischer, A. Passer, A. Geowissenschaften, R. Panik, A.P.A. Passer, P.R.P. Maydl, P.M. Krüger, *Ergebnisbericht zum Forschungsprojekt „ERESCON“*, (2015).
- [12] SÜGB, *Programm für Umwelt-Produktdeklarationen (EPD) des Schweizerischen Überwachungsverbands für Gesteinsbaustoffe Durchschnitts-EPD für Gesteinskörnungen*, n.d.
- [13] Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), *Concrete admixtures – Plasticizers and Superplasticizers*, Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Berlin, 2021. <https://epd-online.com>.
- [14] Juhart, J. et al.: *Functional and environmental performance optimization of Portland cement-based materials by combined mineral fillers*, Cement and Concrete Research, Volume 122, 2019, Pages 157-178, (2019).
- [15] J. Juhart, M. Autischer, M. Sakoparnig, M. Krüger, *The Realization of Clinker-Reduced, Performance-Based Sustainable Concrete by the Micro-Filler, Eco-Filler Concept*, Materials 14 (2021) 4958.
- [16] Lisa Kleinhapl, *Biochar in cementitious materials : performance of mortars with different biochar as sand-replacement for the development of zero-carbon concrete*, Technische Universität Graz, 2025.
- [17] EPD Hub, *GRK Biocarbon: Environmental Product Declaration in accordance with EN 15804+A2 and ISO 14025 / ISO 21930*, EPD Hub, Rantsila, Finland, 2022. <https://www.grk.fi>.
- [18] The International EPD System, *Biochar from Carbuna*, EPD International AB, Stockholm, 2026. <https://www.environdec.com>.
- [19] The International EPD® System, *Biochar from Biokolprodukter AB*, EPD International AB, Stockholm, 2024. <https://www.environdec.com>.
- [20] Österreichische Bautechnik Vereinigung, *Nachhaltigkeits-Benchmarks für österreichische Betone, ein Baustein auf dem Weg zur CO2-Neutralität, Endbericht 2 FJ.*, Österreichische Bautechnik Vereinigung, Österreich, 2025.
- [21] S. Krispel, G. Maier, M. Peyerl, J. Macht, *Grundlagen für den Gleichwertigkeitsnachweis von Konzeptbeton; Teil 2*, Beton (2021) 334–339.

An Exploratory Comparative Study of Pumping Performance of Highly Fiber-Reinforced Shotcrete

Augusto Cezar Maciel Soares

Institute of Technology and Testing of Building Materials, Graz University of Technology, Austria

Institute of Structural Design, Graz University of Technology, Austria

Marcella Ruschi Mendes Saade

Institute of Structural Design, Graz University of Technology, Austria

Florian Mittermayr

University of Innsbruck, Institute for Material Technology, Austria

Isabel Galan

Institute of Technology and Testing of Building Materials, Graz University of Technology, Austria

Marjorie Pons Pineyro

Institute of applied geosciences, Graz University of Technology, Austria

Joachim Juhart

Institute of Technology and Testing of Building Materials, Graz University of Technology, Austria

Abstract:

Concrete is one of the most widely used materials in underground construction, but it is also known for its high carbon footprint and high demand for raw materials. The use of fiber-reinforced shotcrete as a permanent lining in tunnels and underground structures offers a promising route to reducing concrete consumption while increasing construction productivity. However, its adoption remains limited due to the challenges associated with designing shotcrete mixtures with fiber contents high enough to ensure the structural performance required for permanent linings without compromising sprayability. This study aims to explore the combined use of mix design strategies, including adjustments to aggregate grading, paste content, and air-entraining agents, to improve the capacity of shotcrete to incorporate high dosages of steel macrofibers (up to 160 kg/m³) while maintaining the needed pump- and sprayability within a practically acceptable machine pressure range. These observations may help concrete producers aiming to deliver high-quality fiber-reinforced shotcrete and engineers seeking to design tunnels and underground structures with shotcrete as a permanent lining.

1 Introduction

Wet-sprayed concrete (SpC), commonly referred to as shotcrete, is widely used in underground construction. However, wet-shotcrete mixtures are often associated with a high carbon footprint compared with other concrete-based construction methods. This is mainly due to the high cement content commonly required in these mixtures, which frequently exceeds 450 kg/m³ and results in SpC mixes with a high global warming potential (GWP). Such

high cement dosages are generally adopted to ensure a sufficient paste volume, which is essential for pumpability and sprayability.

Despite the SpC's high carbon footprint, fiber-reinforced shotcrete (FR-SpC) used as a permanent lining (PL) has emerged as a promising strategy to reduce the overall environmental impact of underground construction. At first glance, using FR-SpC for this purpose may appear contradictory, since wet-shotcrete mixtures usually require high cement contents. However, when FR-SpC is used as the permanent lining, the required total concrete volume can be substantially lower than that of cast-in-place,

conventionally reinforced concrete linings, as illustrated in Figure 1 by reducing the material consumption (layer thickness, reinforcement) .

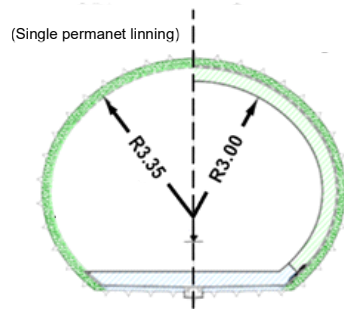


Figure 1: comparison between SPL FR-SpC and cast-in-place, reinforced concrete, adapted from [1].

Nevertheless, a major technical challenge remains: incorporating high fiber contents into shotcrete mixtures while maintaining adequate pumpability and sprayability. To address this issue, it is necessary to optimize pumpability of fiber-reinforced concrete in spraying machines.

1.1 Pumpability of wet-shotcrete mixtures

Before discussing the mechanisms governing pumpability, it is important to briefly describe the wet-shotcrete spraying machine, which differs significantly from a conventional concrete pump. The wet-shotcrete spraying machine commonly uses a double-piston system combined with an S-shaped valve to provide concrete flow. Due to the operating principle of the piston pump, concrete conveying is discontinuous, resulting in fluctuating pressures within the pipeline [2]. Moreover, during pumping, the concrete is forced through the S-shaped valve, bends, and diameter reductions before reaching the steel pipe. These geometric restrictions induce localized pressure losses, increasing the resistance of the pumping circuit and potentially contributing to high pressure or blockage.

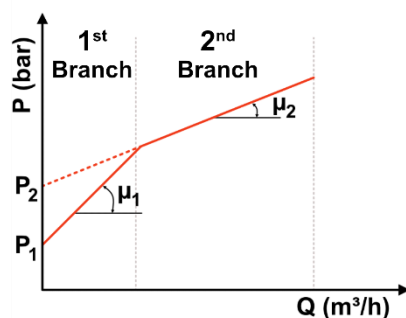


Figure 2: (a) concrete behaviour under different flow rates, (b) plug-flow behaviour, and (c) shear-flow behaviour.

During flow through the steel pipe and hose, concrete may exhibit two main regimes: plug-flow or shear-flow. For pumpability purposes, plug-flow is desirable; however, this regime requires the formation of a lubricant layer (LL) at the interface between the pipe wall and the concrete (Fig. 2b). During pumping, the concrete is subjected to shear, which promotes the migration of coarser particles toward the center of the pipe and finer particles toward the pipe wall, a phenomenon known as shear-induced particle migration (SIPM). As a result, the concrete plug flows at a higher velocity than the lubricant layer ($v_{\text{plug}} > v_{\text{LL}}$) [3].

The thickness of the lubricant layer plays a key role in controlling the flow regime. As the shear imposed on the concrete increases, the LL may progressively become thinner and less stable. When the LL is no longer able to sustain plug-flow, the flow regime may shift from plug-flow to shear-flow (Fig. 2c). In rheological terms, the transition between plug-flow (1st branch shown in Fig. 2a) to shear-flow (2nd branch shown in Fig. 2a) can be associated with an increase in yield stress and a reduction in apparent viscosity ($\mu_1 > \mu_2$), indicating a loss of stable plug-flow conditions. This behavior increases the resistance to pumping and increases the risk of blockage; therefore, it should be avoided.

Based on this flow mechanism, one key aspect has to be considered when designing SpC mixtures: the mixture must contain a sufficient amount of paste, and this paste must be able to migrate to the interface between concrete and pipe during pumping, forming a stable lubricant layer.

1.2 State of the art of FR-SpC

Several studies have investigated the effect of fibers on shotcrete performance [4]. However, most of these studies have focused primarily on predicting whether fiber-reinforced concrete can be pumped or sprayed, rather than explaining the mechanisms by which fibers make the pumping process more difficult. Another relevant aspect is the range of fiber dosages commonly investigated. In steel macrofiber-reinforced shotcrete, fiber contents are typically around 30–45 kg/m³, whereas dosages above 60 kg/m³ are less commonly addressed and may lead to severe pumpability limitations. For instance, mixtures containing 60 kg/m³ of steel fibers have been classified as non-pumpable in some studies [5], and only a few researchers challenged this threshold, reaching 80 kg/m³ [6,7]. Even when mixtures with fiber contents above this level can be pumped, the pressure loss along the pumping line may become high enough to limit the maximum pumping distance [4].

Chapdelaine and Beaupré (2000)[8] already emphasized that the composition of FR-SpC mixtures must be adjusted to ensure adequate pumpability and sprayability. In particular, the authors indicated that fiber-reinforced shotcrete requires a higher paste volume than conventional shotcrete, with a total paste volume above 420 L/m³, which is a plus of ~60 l/m³ compared to pumpable non-fiber mixes. In addition, the coarse-to-total aggregate ratio (C/T) should ideally not exceed 40%. These recommendations highlight that fiber incorporation should not be treated only as an additional component in the mixture, but as a parameter that changes the required balance between paste volume, C/T ratio, and flowability.

This point is particularly relevant when considering the study by Yun et al. (2016) [5], who investigated FR-SpC mixtures with fiber contents ranging from 30 to 60 kg/m³. Their mixtures contained approximately 366 L/m³ of paste and a coarse-to-total aggregate ratio (C/T) of 29%. Although the C/T ratio was below 40%, the paste volume was lower than the value recommended by Chapdelaine and Beaupré (2000)[8]. This may help explain why, based on their rheometer characterization, all fiber-reinforced mixtures were classified as non-pumpable.

This interpretation, however, should also consider the limitations of the rheological measurement approach used to assess pumpability. The used, so called IBB rheometer characterized the bulk rheology of concrete, whereas it like all conventional rheometers provided limited information on the rheology of the lubricant layer (LL) [9], which would play a decisive role in pipe flow and pumping pressure prognosis.

Increasing the entrained air content by using air-entraining admixtures (AEA) may be a promising strategy to artificially increase the paste volume and improve pumpability [10]. However, the effectiveness of this approach remains uncertain, since several studies have reported a reduction in air content during pumping.

These uncertainties make it difficult for concrete producers and designers to define reliable mixture proportions for pumpable and sprayable FR-SpC. Therefore, a better understanding of the mechanisms governing the pumping of fiber-reinforced mixtures is required. More importantly, practical guidelines are needed to support the design of FR-SpC mixtures with high fiber contents while maintaining adequate pumpability and sprayability.

1.3 Research significance

Taking these factors into account, this study aims to demonstrate that highly fiber-reinforced shotcrete mixtures can be made pumpable and sprayable through targeted adjustments in mixture composition, particularly paste volume, coarse-to-total aggregate ratio (C/T), and entrained air content. Beyond proving the feasibility of mixtures with high steel fiber contents, the study clarifies how these parameters affect fiber accommodation, lubricant layer rheology, and pumping stability. The proposed design concept thus provides a practical basis for developing FR-SpC mixtures for reliable SPL application. The incorporation of SCMs in this study was outside the scope. Nevertheless, the demonstrated principles of binder substitution by artificial air in the fresh state of sprayed concrete also apply on multicomposite cements or binders incorporating SCMs.

2 Materials and methods

2.1 Methodology

The experimental program was divided into two parts. The first part consisted of laboratory tests conducted under controlled conditions at the TU Graz facility, whereas the second part comprised spraying tests performed under controlled real ap-

Table 1: Mixture compositions tested under laboratory conditions at TU Graz.

Materials	Low cement	Normal cement	High cement
Cement (kg/m ³)	436	465	532
CEM I 42.5N			
Total aggregate 0-8 mm ⁽¹⁾	1610	1543	1434
Superplasticizer	6.7	1.5	-
SF-AEA (kg/m ³)	Dosed to reaching the desirable air level		
Retarder (kg/m ³)	3.9	4.2	4.7
Water (L/m ³)	204.7	215.5	242.9
Steel macrofiber	0 to 120 kg/m ³		
Cal. air content ⁽²⁾ (%)	3		
Water/Cement	0.45		
Paste (l/m ³)	429	447	489
Powder (kg/m ³)	558	582	640
Total volume	1000		

⁽¹⁾ – the coarse-to-fine aggregate proportion depended on the selected sieve line (SL 1 or SL 2).

⁽²⁾ – the calculated air content corresponds to the nearly constant air content of all mixes after the spraying, whereas the air content of the fresh concrete varies [11].

plication conditions at the VSH Hagerbach gallery. The laboratory tests investigated how aggregate grading, entrained air content, and powder (grains with $d \leq 125 \mu\text{m}$) content affected fiber dispersion and lubricant layer rheology. The mixtures were designed systematically, varying aggregate sieve lines (SL 1 vs. SL 2), air content (no additional entrained air, $8.5\% \pm 1.5\%$ entrained air, and more than 15% entrained air), and cement content (low content (LC), normal content (NC), and high cement content (HC). Based on the results, three mixtures were selected for the field spraying tests at Hagerbach to validate the design approach developed under laboratory conditions.

2.2 Concrete

The materials used in this research were: (i) CEM I 42.5N ($\gamma = 3.10 \text{ g/cm}^3$), (ii) fine aggregate 0-4 mm ($\gamma = 2.68 \text{ g/cm}^3$), (iii) coarse aggregate 4-8 mm ($\gamma = 2.66 \text{ g/cm}^3$), (iv) sodium olefin sulfonate-based air entrainer (surfactant-based AEA with $\gamma = 0.99 \text{ g/cm}^3$), (v) organic-acid-based retarder ($\gamma = 1.12$

g/cm^3), (vi) polycarboxylate ether (PCE) superplasticizer ($\gamma = 1.05 \text{ g/cm}^3$), (vii) aluminum sulfate alkali-free set accelerator ($\gamma = 1.1 \text{ g/cm}^3$), and (viii) 4D hook-end steel macrofiber ($\gamma = 7.85 \text{ g/cm}^3$).

Regarding the aggregate sieve lines (see Figure 3), two compositions were used: the first one (SL 1) was a blend of 59% of fine aggregate 0-4 mm with 41% of coarse aggregate 4-8 mm, and the second one (SL 2) was a blend of 88% of fine aggregate 0-4 mm and 12% of coarse aggregate 4-8 mm.

Table 1 presents the concrete mixture compositions tested at TU Graz lab, whereas Table 2 presents the mixtures tested on-site in spraying tests. Note that the calculation takes into account a constant air content of 3% in compacted state after spraying according to ÖBV-guideline for sprayed concrete[12]. As shown in Table 2, sieve line 2 was selected for the field tests.

2.3 Fresh-state

At the TU Graz laboratory, the following fresh properties were investigated: (i) spread-flow table [13], (ii) density [14], (iii) air content [15], and (iv) V-funnel. Although density, air content, and V-funnel were measured to support mixture characterization, the discussion focuses on spread-flow and LL rheology, as these parameters were directly related to fiber accommodation and pumpability.

Furthermore, the LL rheology was also assessed using the sliding pipe rheometer (SLIPER); further information about this test can be found in [16].

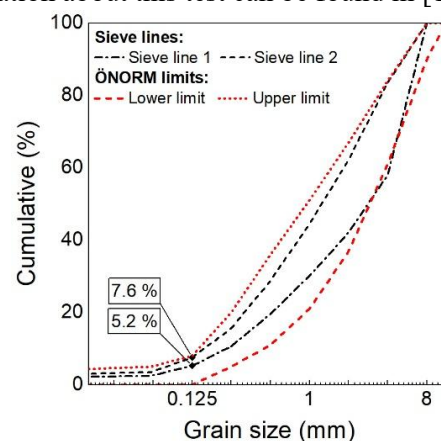


Figure 3: Aggregate grading curves used in the experimental program.

2.4 Pumping pressure

To assess the pumping pressure, the flow rate was first fixed at 12 m³/h. After pressure stabilization, the hydraulic pressure was recorded from the pressure gauge available on the spraying machine.

3 Results and Discussion

3.1 Concrete fresh properties assessed in laboratory conditions

As expected, when the steel macrofiber was introduced into the concrete, the concrete spread on the flow table reduced (this will be called workability loss here). However, it is possible to observe in Figure 4 a noteworthy behavior: concrete mixes produced with the sieve line 1 are more sensitive to the fiber addition than the concretes produced with the sieve line 2. Additionally, comparing Fig. 4a with Fig. 4b, it is also possible to notice that the concretes produced with the sieve line 2 were capable of bearing more fibers and showed less workability loss than the concretes produced with the sieve line 1.

Furthermore, important observations are: (i) Initially, concretes designed with more coarse aggregate (SL1) are capable of developing more extra air by mixing than with fine SL2 (Fig. 4a); however, when macrofibers are introduced, the introduced air tends to be expelled – a phenomenon known as de-airing. It may happen because the space between aggregates in the matrix reduces due to the fiber addition and, consequently, confines the air bubbles. Firstly, for a low dosage of fibers (40 kg/m³), the air bubbles are not totally confined; however, the benefit of adding air to provide more space in the paste is limited. This observed behavior can be clearly noticed by comparing the gap between the level curves on the bottom and the top of the chart (see Fig. 4a). It probably occurs because the pressure inside the bubbles is insufficient to displace the coarser aggregate fraction laterally.

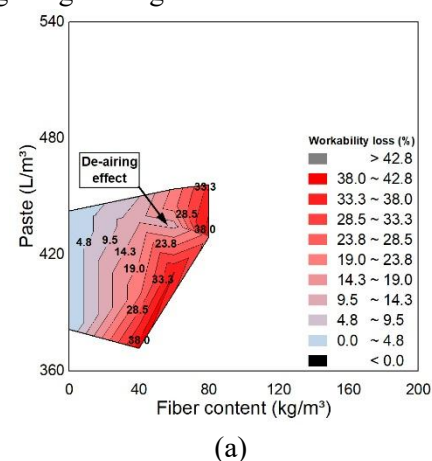
When the fiber dosage was increased even more, the results suggest that the air bubbles started to rupture (causing de-airing), and the interlock between aggregate and fibers started to have a significant influence on the workability loss. For the pumpability aspect, the de-airing effect is undesirable because the benefit of adding air to control the pumping pressure could be lost.

Table 2: Mixture compositions selected for the field spraying tests at Hagerbach.

Materials	LC_A2_120	NC_A1_160	HC_A0_120
Cement (kg/m ³)	436	465	532
CEM I 42.5N			
Fine aggregate 0-4 mm (kg/m ³)	1415	1358	1245
Coarse aggregate 4-8 mm (kg/m ³)	195	185	189
Superplasticizer (kg/m ³)	3.0	3.4	0.5
SF-AEA (kg/m ³)	1.7	1.0	-
Retarder (kg/m ³)	3.9	4.2	4.7
Accelerator (%)		7	
Water (L/m ³)	204.7	215.5	242.9
Steel macrofiber (kg/m ³)	120	160	120
Calc. air content (%) ⁽¹⁾		3	
Paste (l/m ³)	429	447	489
Powder (kg/m ³)	558	582	640
Total volume		1000	

⁽¹⁾ - the calculated air content corresponds to the nearly constant air content of all mixes after the spraying, whereas the air content of the fresh concrete varies

On the other hand, when sieve line 2 was used, it is possible to observe in Fig. 4b the opposite effect: the macrofiber seems to interact mechanically during the mixing, causing an internal stirring effect, as can be noticed in this figure comparing the bottom part (pure paste without extra air) and upper part (paste with extra air). The sieve line 2 also has a smaller number of coarser grains, making the space in the matrix large enough to bear the fibers. Furthermore, it can be presumed that the air bubbles are capable of pushing the small grains to the side; therefore, making this sieve line more suitable for adding a high dosage of fibers.



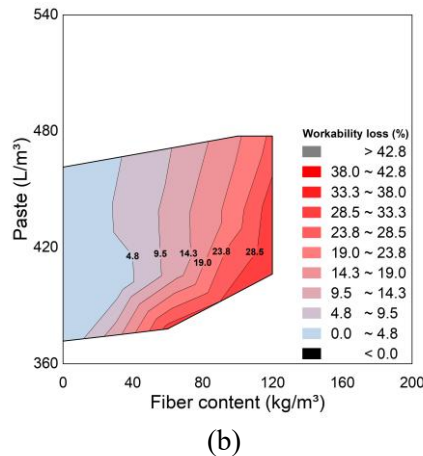


Figure 4: Spread-flow loss due to steel macrofiber introducing: (a) mixes produced with coarser sieve line SL 1, and (b) mixes produced with finer sieve line SL 2.

Another important aspect regards the sieve line and the fiber dosage influence on lubricant layer rheology – the effect of these parameters can be found in Figure 5. It is indicated by arrows, that for the concretes produced with sieve line 1, the flowing behavior seems to changes with fiber addition likely from plug- to shear-flow at a point of $\sim 40 \text{ kg/m}^3$, this behavior is characterized by viscosity decreasing simultaneously to the yield stress increasing (Fig. 5a). On the other hand, for the concretes produced with the sieve line 2 (Fig. 5b), this behavior cannot be observed.

The observed behaviour leads to the hypothesis that under pumping, the grains have free mobility to migrate to the center of the pipe (caused by SIPM); however, when the portion of coarse aggregates increases (SL 2 $\rightarrow$ SL 1), the fibers and the grains start to interact (and interlock), and the plug viscosity reaches a viscosity equilibrium prematurely. This interaction may compromise the layer formation, making it less thick. Thus, when the fiber dosage increases even more, the lubricant layer thickness tends to decrease even more till the point that the flowing regime changes to shear-flow.

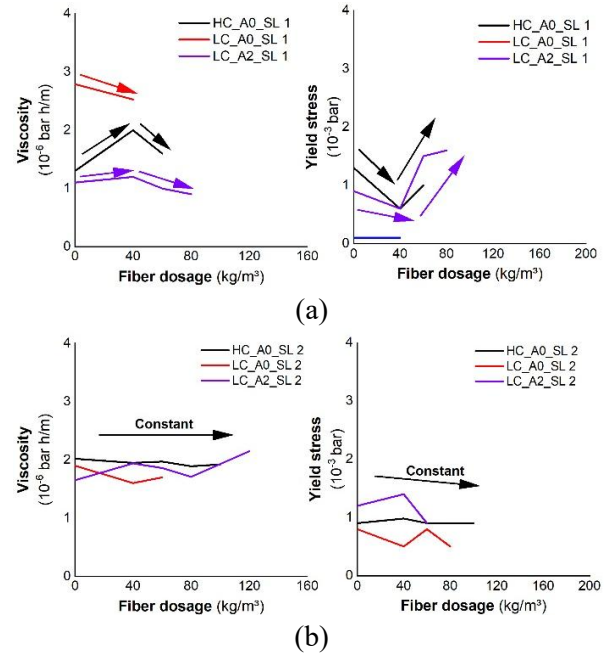


Figure 5: lubricant layer rheology: (a) concretes produced with sieve line 1, and (b) concretes produced with sieve line 2.

Attention should also be paid to the fiber-free mixtures represented on the vertical axis. The results suggest that mixtures with a higher proportion of coarse aggregate exhibit improved pumpability compared with those containing a larger fraction of fine aggregate. However, for sprayed mixtures incorporating high fiber dosages, an aggregate sieve line with a reduced coarse aggregate content appeared to be more advantageous. It is also possible to observe that adding air improves the LL rheology (reduces the LL viscosity). Therefore, this possible effect of increasing paste volume by entrained air not only helps to introduce more fibers but also helps to mitigate the negative fiber impact on the LL formation. Therefore, based on all the observations aforementioned, the aggregate sieve line 2 was selected to be used in the real-scale campaign.

3.2 Pumpability at the real-scale

Regarding the concretes produced at Hagerbach, the fresh concrete mix as batched and its rheological properties are presented in Table 3. The average spread-flow value was in a narrow range ($50.0 \pm 2.6 \text{ cm}$) indicating comparability. To assess the real paste volume in the fresh state before spraying, the concrete mix designs of the site tests of Table 2 were re-calculated considering the measured air content (Table 3). After that recalculation, the paste content shows a comparative average of $520 \pm 24 \text{ L/m}^3$

which was the aim of the adjustments to get an equal paste volume level for all mixes. This variation was considered acceptable for a real-scale spraying campaign, since the mixtures contained an air-entraining admixture (AEA) and were produced under field conditions. Differences in mixer energy, particularly torque, together with the internal stirring effect caused by the fibers, may have contributed to additional air incorporation, as also observed in the laboratory tests.

Regarding LL rheology, Table 3 shows that mixtures HC_A0_120 and NC_A1_160 presented similar rheological behavior. In contrast, mixture LC_A2_120 showed lower yield stress and higher viscosity than the other concretes. This behavior may be associated with the higher superplasticizer dosage used in this mixture [17] (see Table 2). However, this adjustment was necessary to achieve comparable workability among the mixtures, as defined in the experimental program.

Considering that the concretes displayed comparable workability and paste contents within a relatively narrow range, the main differences among them were associated with the LL rheological properties and the way the paste volume was achieved. Figure 6 shows the hydraulic pressure recorded during spraying at a flow rate of 12 m³/h. The results indicate that increasing the cement content to increase the paste volume can reduce pumping pressure; however, from an environmental perspective, the benefit of using additional cement for this purpose is questionable.

The mixture LC_A2_120 contained 96 kg/m³ less cement than HC_A0_120, corresponding to a reduction of approximately 88 kg CO₂-eq/m³ based on the GWP of CEM I according to [18], while part of its paste volume was compensated by entrained air. Despite this lower cement content, the hydraulic pressure difference between these two mixtures was only 12.5 bar. It should also be noted that LC_A2_120 still had 28 L/m³ less paste than HC_A0_120. Therefore, the results suggest that further increasing the effective paste volume through AEA could potentially reduce this pressure difference even more.

Table 3: Sprayed concretes mix design after adding air, fresh and rheological properties assessed in the field.

Material	HC_A0_120	LC_A2_120	NC_A1_160
Cement (kg/m ³) CEM I 42.5N	527	363	384
Fine aggregate 0-4 mm (kg/m ³)	1232	1056	1123
Coarse aggregate 4-8 mm (kg/m ³)	187	147	153
Superplasticizer (kg/m ³)	0	3	3
SF-AEA (kg/m ³)	0	1	1
Retarder (kg/m ³)	5	3	3
Water (L/m ³)	240	168	178
Steel macrofiber (kg/m ³)	119	93	132
Measured air content (%)	4%	19%	19.8%
Real paste (L/m ³)	495	523	543
Spread-flow (cm)	53.0 ± 1.0	49.0 ± 0.0	48.0 ± 1.0
LL viscosity (mbar×h/m ³)	1.72	2.14	1.79
LL yield stress (mbar)	1.65	1.34	1.75

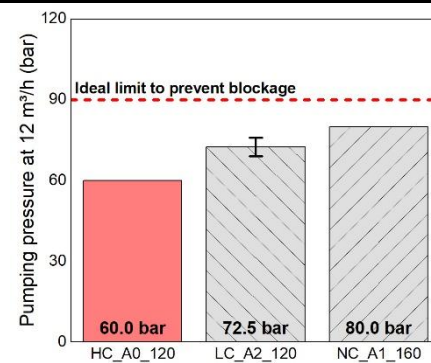


Figure 6: Concretes' maximum pumping pressures

This indicates that, for controlling pumping pressure, increasing the effective paste volume through entrained air may be a more efficient and sustainable strategy than increasing the cement content.

Another aspect shown in Figure 6 is the effect of fiber content on maximum hydraulic pressure. Comparing mixtures NC_A1_160 and HC_A0_120, the mixture with 40 kg/m³ more steel fibers required approximately 20 bar higher hydraulic pressure, corresponding to about 0.5 bar per kg/m³ of additional fiber. Under flow conditions, fibers may orient along the flow direction, as observed in other cement-based systems. However, even with this possible preferential orientation, the presence of fibers increases the internal resistance of the concrete flow and, consequently, the hydraulic pressure required for pumping. This result helps to corroborate the well-known trend that increasing fiber content increases pumping resistance.

Another aspect that needs to be highlighted is the concrete quality after spraying with the accelerator.



Figure 7: NC_A1_160 drilled core from boxes sprayed with 7% of accelerator.

It is possible to observe in Fig. 7 a core extracted from concrete boxes sprayed with 7% of accelerator, showing no layering and no honeycombs of fibers caused by their high dosage. It also shows that very high fiber dosages could be incorporated without exceeding the recommended pressure limit when the mixture is specifically designed for this purpose. It should be emphasized, however, that such high fiber contents are not required for conventional shotcrete applications. Therefore, conventional FR-SpC fiber dosages ($<60 \text{ kg/m}^3$) would allow further reduction of binder content and its optimization in terms of replacing the cement by supplementary cementitious materials, paste volume, and entrained air content at moderate pumping pressures. This opens the possibility of designing more sustainable shotcrete mixtures while maintaining adequate pumpability and sprayability.

4 Conclusions

The results show that highly fiber-reinforced shotcrete can be pumped and sprayed under real-scale conditions when the mixture is specifically designed to accommodate high steel fiber contents. Fiber dosages up to 160 kg/m^3 can be successfully incorporated by combining a suitable aggregate grading and sufficient paste volume, which can be reached by entraining air. The sieve line with a high fine aggregate content, corresponding to 88% of the total aggregate fraction, exhibited no fiber-aggregate interlocking and improved fiber accommodation. In addition, the use of AEA seems to have allowed part of the paste volume to be compensated by entrained air, which means, in particular, a saving of cement by the expense of entrained air. The mixture LC_A2_120 contained 96 kg/m^3 less cement than HC_A0_120, corresponding to approximately $88 \text{ kg CO}_2\text{-eq/m}^3$ lower GWP, while the

maximum hydraulic pressure was equivalent. These results suggest that controlling the C/T ratio, paste volume, and entrained air content is an effective strategy for designing pumpable and sprayable FR-SpC mixtures. For conventional shotcrete, this approach may enable lower binder contents and pumping pressures, thereby supporting more sustainable mixtures.

References

- [1] J. Juhart, A.C.M. Soares, M. Eckart, A. Saxer, R. Röck, F. Mittermayr, *CO₂-reduzierter Faserspritzbeton für permanente Tunnelinnenschalen (Teil 1): Konzept und erste Testergebnisse*, in: SPRITZBETON TAGUNG, Alpbach, Tirol, Austria, 2025.
- [2] M. Sakoparnig, I. Galan, W. Kusterle, B. Lindlar, G. Koraimann, T. Angerer, F.R. Steindl, L.G. Briendl, S. Jehle, J. Flotzinger, J. Juhart, F. Mittermayr, *On the significance of accelerator enriched layers in wet-mix shotcrete*, Tunnelling and Underground Space Technology 131 (2023) 104764. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104764>.
- [3] S. Yuan, Z. Xu, J. Liu, *Insights and challenges of predicting concrete pumpability: A state-of-art review*, Journal of Building Engineering 95 (2024) 110265. <https://doi.org/10.1016/j.job.2024.110265>.
- [4] M. Zhao, C. Li, J. Li, L. Yue, *Experimental Study on the Performance of Steel-Fiber-Reinforced Concrete for Remote-Pumping Construction*, Materials 16 (2023) 3666. <https://doi.org/10.3390/ma16103666>.
- [5] K.-K. Yun, P. Choi, J.H. Yeon, *Predicting Pumpability and Shootability of Crushed Aggregate Wet-Mix Shotcrete Based on Rheological Properties*, Advances in Materials Science and Engineering 2016 (2016) 9838213. <https://doi.org/10.1155/2016/9838213>.
- [6] M.S. Hossain, S. Han, S.K. Kim, K.-K. Yun, *Long-term effect of accelerator content on flexural toughness of steel fiber reinforced shotcrete for tunnel construction*, Case Studies in Construction Materials 15 (2021) e00706. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00706>.
- [7] F. Jeng, M.-L. Lin, S.-C. Yuan, *Performance of toughness indices for steel fiber reinforced shotcrete*, Tunnelling and Underground Space Technology 17 (2002) 69–82.

- [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(01\)00065-7](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(01)00065-7).
- [8] F. Chapdelaine, D. Beaupré, *Pumping fiber-reinforced wet-mix shotcrete*, Shotcrete Magazine 10 (2000) 36–37. www.shotcrete.org.
- [9] E. Secrieru, V. Mechtcherine, C. Schröfl, D. Borin, *Rheological characterisation and prediction of pumpability of strain-hardening cement-based-composites (SHCC) with and without addition of superabsorbent polymers (SAP) at various temperatures*, Construction and Building Materials 112 (2016) 581–594. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.161>.
- [10] A.C.M. Soares, *CO₂-reduced fiber sprayed concrete for permanent tunnel liners (Part 2): A Rheological investigation*, in: Alpbach, 2025.
- [11] A.C.M. Soares, M. Pons, F. Steindl, E. Machado, F. Mittermayr, J. Juhart, I. Galan, *Influence of Setting Accelerator on Air Pores Formation in Shotcrete*, in: C. D’Erme, C. Paglia, E. Giner Cordero (Eds.), *Proceedings of the RILEM Spring Convention and Conference 2025*, Springer Nature Switzerland, Cham, 2026: pp. 399–406. https://doi.org/10.1007/978-3-032-14166-8_40.
- [12] Guideline: *Sprayed Concrete*, (2026).
- [13] EN 1015-3: *Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table)*, (1999).
- [14] EN 12350-6 – *Testing fresh concrete – Part 6: Density*, (2019).
- [15] EN 1015-7: *Methods of test for mortar for masonry - Part 7: determination of air content of fresh mortar*, (1998).
- [16] V. Mechtcherine, V.N. Nerella, K. Kasten, *Testing pumpability of concrete using Sliding Pipe Rheometer*, Construction and Building Materials 53 (2014) 312–323. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.037>.
- [17] O.H. Wallevik, J.E. Wallevik, *Rheology as a tool in concrete science: The use of rheographs and workability boxes*, Cement and Concrete Research 41 (2011) 1279–1288. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.01.009>.
- [18] J. Juhart, G.-A. David, M.R.M. Saade, C. Baldermann, A. Passer, F. Mittermayr, *Functional and environmental performance optimization of Portland cement-based materials by combined mineral fillers*, Cement and Concrete Research 122 (2019) 157–178. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.001>.

Zugfestigkeit von basaltbewehrtem Beton mit unterschiedlicher Textilherstellung

Caroline Durnwalder, Pegah Zare, Philipp Preinstorfer

Institute of Structural Engineering, Structural Concrete, TU Wien, Austria

Jonas Wachter, Julian Konzilia, Jürgen Feix

Unit of Concrete Structures and Bridge Design, Department of Structural Engineering and Material Sciences, University of Innsbruck, Austria

KURZFASSUNG:

Die Korrosionsanfälligkeit konventioneller Stahlbewehrung beeinträchtigt die Nachhaltigkeit von Stahlbetonkonstruktionen. Daher gewinnen innovative Materialien wie Textilbeton zunehmend an Bedeutung. Textilbeton zeichnet sich durch hohe Zugfestigkeit, Korrosionsbeständigkeit, geringes Eigengewicht sowie Potenziale für ressourcen- und emissionsarme Bauweisen aus. Zur Charakterisierung der mechanischen Eigenschaften werden verschiedene Prüfverfahren eingesetzt. Die Aussagekraft und Übertragbarkeit der daraus gewonnenen Ergebnisse auf das reale Materialverhalten sind bislang nicht vollständig geklärt. Im Rahmen eines Ringversuchs (*Round Robin Test*) wurde daher die Wiederholpräzision und Reproduzierbarkeit von einaxialen Zugversuchen an basalttextilbewehrtem Beton in mehreren Laboren untersucht. Die Probekörper waren mit Basaltgittern bewehrt, die mittels Kettenwirken hergestellt wurden. Pro Labor wurden 10 Probekörper im einachsigen Zugversuch geprüft. Die Auswertung erfolgte nach ISO 5725. Ergänzend werden die Ergebnisse einer Versuchsserie an Dehnkörpern mit Basaltbewehrung aus dem Herstellungsverfahren Robotic Winding den Resultaten des Ringversuchs gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen insgesamt eine hohe Vergleichbarkeit und Zuverlässigkeit der Prüfmethoden zur Bestimmung des Zugverhaltens von textilbewehrtem Beton.

1 Einleitung

Dieses Paper orientiert sich am Konferenzbeitrag von Zare et al. [1] und übernimmt dessen Inhalte in übersetzter Form. Zusätzlich werden die Ergebnisse aus Zare et al. um vergleichende Untersuchungen an robotisch gefertigten Textilien ergänzt.

Komposit- oder Textilbewehrter Beton (*Textile-reinforced Concrete TRC*) hat sich als vielseitiges Material für nachhaltiges Bauen herausgestellt. Mit der Möglichkeit leichte, korrosionsbeständige Konstruktionen herzustellen, bietet er eine Alternative zu herkömmlichen Stahlbeton [2][3]. Durch seine mechanischen Eigenschaften eignet er sich für strukturelle Anwendungen, weshalb standardisierte Tests für eine zuverlässige, flächendeckende Anwendung von entscheidender Bedeutung sind [4].

1.1 Motivation

Eine wesentliche Forschungslücke hinsichtlich der Zuverlässigkeit aktueller Prüfverfahren für textilbewehrten Beton besteht in der fehlenden systematischen Bewertung ihrer Reproduzierbarkeit unter

Berücksichtigung unterschiedlicher Laborbedingungen [5]. Einaxiale Zugversuche (auch Dehnkörperversuche) werden durchgeführt um die Zugfestigkeit, den E-Modul, die Bruchdehnung und den Versagensmodus zu charakterisieren [6]. Bei der Probengeometrie werden in den meisten Studien Betonlamellen als Probekörper verwendet, um eine gleichmäßige Spannungsverteilung im textilbewehrten Bereich sicherzustellen. Die Abmessungen der Probekörper variieren jedoch zwischen den einzelnen Untersuchungen. Ebenso unterschiedlich sind die verwendeten Einspannverfahren. Zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens an den Probenenden werden in verschiedenen Laboren Schleifpapier, Epoxidharz oder mechanische Klemmvorrichtungen eingesetzt [7]. Diese Methoden können jedoch Spannungskonzentrationen verursachen oder das Verankerungsverhalten beeinflussen.

Darüber hinaus hat das Herstellungsverfahren der textilen Bewehrung einen erheblichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Basalttextilien, die im Fokus der vorliegenden Untersuchung stehen, weisen

unterschiedliche Zugfestigkeiten (2000–3000 MPa) sowie Elastizitätsmodule auf, was zu Unterschieden in der Steifigkeit und Bruchdehnung des textilbewehrten Betons führt. Kettengewirkte (KW) Textilien sowie mittels Robotic Winding (RW) hergestellte Bewehrungsstrukturen [8] führen zudem zu unterschiedlichen Verbundeigenschaften zwischen den Fasern und dem Beton. Während zahlreiche Studien den Einfluss von Textiltyp, Matrixzusammensetzung oder Verbundverhalten untersucht haben, existieren bislang keine umfassenden veröffentlichten Ringversuche zur Bewertung der Vergleichbarkeit einachsiger Zugprüfungen an textilbewehrten Versuchskörpern. Die daraus resultierende Unsicherheit erschwert sowohl die Entwicklung standardisierter Prüfverfahren als auch die breite Anwendung des Werkstoffs im Bauwesen.

1.2 Ziel

Um diese Forschungslücke zu schließen, wurde die in diesem Beitrag beschriebene Ringversuchsreihe konzipiert, um die Wiederholpräzision und Reproduzierbarkeit bestehender Prüfmethoden für einachsige Zugversuche an basalttextilbewehrtem Beton zu bewerten. Durch die Standardisierung der Probe-körpergeometrie, der Belastungsprotokolle sowie der verwendeten Textilbewehrungen (Basalt, KW/RW) soll untersucht werden, inwieweit unterschiedliche Ausführungen der Versuchsaufbauten in verschiedenen Laboren zu Abweichungen in den Ergebnissen führen. Gleichzeitig wird eine Grundlage für zuverlässige und vergleichbare Prüfdaten geschaffen.

Die in dieser Arbeit dargestellten Ergebnisse stellen einen Teilausschnitt eines umfangreicheren Ringversuchs dar und basieren auf den Untersuchungen zweier beteiligter Prüflabore, dessen vollständige Auswertung derzeit noch läuft. Die bisher vorliegenden Ergebnisse aus zwei Laboren liefern jedoch bereits wichtige erste Erkenntnisse zur Wiederholpräzision und Reproduzierbarkeit der eingesetzten Prüfmethoden.

Darüber hinaus wurde eine ergänzende Versuchsserie mit basaltfaserverstärkten Proben durchgeführt, deren Textilien mittels RW hergestellt wurden. Durch den Vergleich dieser Ergebnisse mit den Resultaten des Ringversuchs kann der Einfluss eines alternativen Textilherstellungsverfahrens auf das Zugfestigkeit sowie auf die Vergleichbarkeit der ermittelten Materialkennwerte untersucht werden.

2 Material und Methodik

2.1 Material und Eigenschaften

In den folgenden Versuchen wurden Textilien aus Basalt verwendet. In Tabelle 1 werden detaillierte Eigenschaften der Textilien angeführt. Bei dem kettengewirkten Basalt wurden jeweils 2 Rovings mit 2400 tex auf einen Strang zusammengefasst (Abbildung 1a oben) somit wird mit einer Feinheit von 4800 tex gerechnet. Bei der Vergleichsserie wurden Rovings mit einer Feinheit von 4800 tex gewählt. Somit ist der direkte Vergleich der Zugfestigkeit der beiden Versuchsserien möglich. Die Zugfestigkeit der Stränge wurde anhand von Zugversuchen einzelner imprägnierter Rovings ermittelt. Mittels der Dichte des Rohmaterials von 2750 g wurde die Faserquerschnittsfläche pro Strang und in weiterer Folge die Zugfestigkeit ermittelt (siehe Formel (1)). Die Spannung für die Spannungs-Dehnungs-Linie wird ebenso berechnet. Die Abweichung der Zugfestigkeit der beiden Serien kann auf die unterschiedlichen Herstellungsmethoden und die Imprägnierungsqualität zurückgeführt werden. Der E-Modul wurde mit der von der deutschen Richtlinie für nichtmetallischen Bewehrung empfohlenen Formel berechnet [258]. Um die Werte zu erhalten, wird die Differenz zwischen 60 % und 10 % der Zugfestigkeit durch die Differenz der entsprechenden Dehnungen geteilt (siehe Formel (2)). Da das Zugverhalten eines einzelnen Rovings annähernd linear-elastisch ist, wird der E-Modul als Steigung der linearen Geraden in Abbildung 2 dargestellt.

Tabelle 1 Eigenschaften der Textilien

Fasermaterial	Herstellung	Feinheit [tex=g/km]	Maschenweite [mm]	Zugfestigkeit $f_{f,nm,u}$ [MPa]	Zugkraft - übertragung [kN/m]	E-Modul [GPa]
Basalt (Ringversuch)	KW	2x2400	21	2023	168	78,74
Basalt (Vergleichsserie)	RW	4800	21	2448	203	80,45

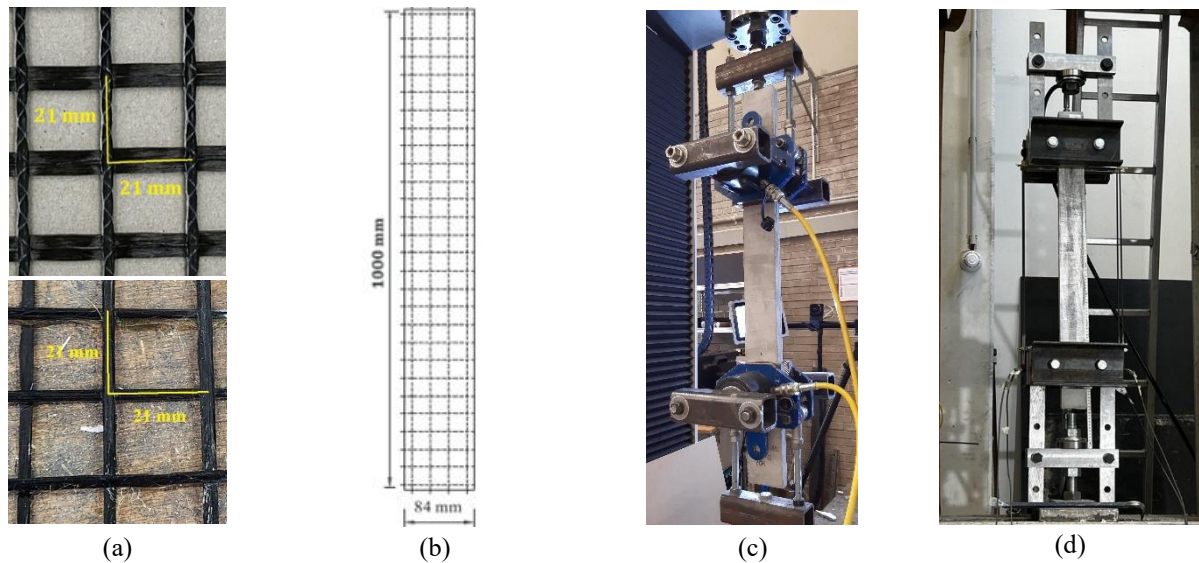


Abbildung 1 Material und Methodik: (a) Maschenweite Textilien Basalt (KW-oben, RW unten), (b) Geometrie Versuchskörper, (c) und (d) Versuchsaufbau Einaxialer Zugversuch in Labor A und B

$$f_{f,nm,u} = \frac{F_{f,nm,u}}{A_{strang}} = \frac{F_{f,nm,u}}{Feinheit/\rho} \quad (1)$$

$$E_{f,nm} = \frac{0,6 \cdot f_{f,nm,u} - 0,1 \cdot f_{f,nm,u}}{0,6 \cdot \varepsilon_{f,nm,u} - 0,1 \cdot \varepsilon_{f,nm,u}} \quad (2)$$

Die Imprägnierung basiert bei den kettengewirkten Textilien auf Acrylat und bei den mit RW hergestellten Textilien auf Epoxidharz. Die Maschenweite der Gitter betrug einheitlich 21 mm wie in Abbildung 1a ersichtlich ist. Dadurch ergibt sich eine Faserquerschnittsfläche von 83 mm²/m. Die zwei Herstellungsarten unterscheiden sich dadurch, dass kettengewirkte Textilien durch Garne im Kettenwirkverfahren zu einer Flächenstruktur verbunden werden und beim RW gefertigte Bewehrungsstrukturen die Endlosfasern robotergestützt entlang vorgegebener Wickelpfade abgelegt werden. Beim Wickeln werden die Fasern in mehreren Ebenen abgelegt, was zu verschiedenen Lagen der Bewehrung im Probekörper führt.

Für die Versuche wurde ein von der Firma PAGEL Spezial-Beton GmbH & Co. KG bereitgestellter Universalmörtel verwendet. Die Zusammensetzung ist in Tabelle 2 aufgeführt. Die Druckfestigkeit

wurde anhand von 4 Druckprüfungen an 150 × 150 × 150 mm großen Würfeln nach 28 Tagen bestimmt. Die Versuche ergaben einen Mittelwert und Standardabweichung von 61 ± 2 MPa. Entgegen den Herstellerangaben würde das in die Klassifizierung „Hochfester Beton“ fallen. Die statistische Aussagekraft ist mit 4 Proben jedoch zu gering. Um eine bessere Verarbeitbarkeit (augenscheinliche Bewertung) während der Herstellung der Probekörper sicherzustellen, wurde dem Anmachwasser ein Fließmittel in einer Dosierung von 1,4 % der Mörtelmasse zugesetzt. Für die Vergleichsserie wurde das gleiche Betonprodukt verwendet jedoch wurde kein Fließmittel hinzugefügt.

2.2 Vorbereitung Probekörper

Die Probekörper haben eine Länge von 1000 mm, eine Breite von 84 mm und eine Dicke von 20 mm (Abbildung 1b). Bei den Probekörpern mit den kettengewirkten Basalttextilien wurden zwei parallele Textillagen (2 × 4 Stränge in Kettrichtung) miteinander verbunden und mittig in der Schalung positioniert. Die Versuchskörper wurden seitlich in einem Arbeitsgang betoniert. Die Schalung war kasettenförmig, also hatte Öffnungen mit Abmessungen von 1000 mm x 20 mm. An den drei geschlossenen, schmalen Seite gewährleistete eine keilförmige Fräsung die mittige Lage der Bewehrung.

Nach dem Betonieren wurden die Probekörper mit Kunststofffolien abgedeckt, um einen gleichmäßigen Aushärtungsprozess zu erzielen, und nach einem Tag ausgeschalt. Alle Probekörper wurden an

Tabelle 2 Eigenschaften des Betons (lt. Hersteller)		
Parameter	Einheit	Wert
Körnung	mm	0-5
Wasser	kg/m ³	260
Dichte Frischbeton	kg/m ³	2200
Druckfestigkeit (28d)	N/mm ²	≥ 45
Elastizitätsmodul (28d)	N/mm ²	≥ 20 000

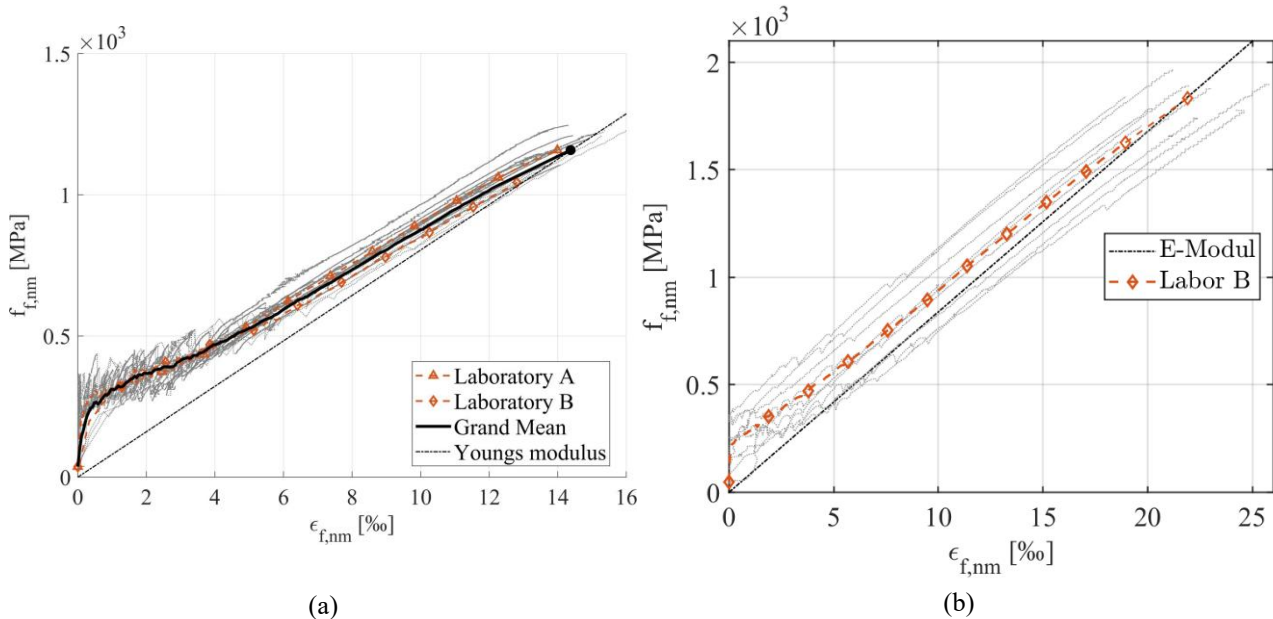


Abbildung 2 Spannungs-Dehnungsline der Dehnkörperversuche: (a) BP-2x2400-T [1], (b) BP-4800-T (Vergleichsserie)

einem zentralen Standort hergestellt und anschließend unter Laborbedingungen bei einer Temperatur von 20–22 °C gelagert, bis der Beton ein Alter von 28 Tagen erreichte.

Die Bezeichnung der Probekörper ist wie folgt definiert: B steht für Basalttextilien, P steht für Pagel (das in dieser Studie verwendete Betonprodukt) und T steht für den Zugversuch (*tensile test*). Dementsprechend bezeichnet BP-2x2400-T einen Probekörper, der mit einem Basalttextil mit einer Feinheit von 2x2400 tex bewehrt ist. Die Vergleichsserie wird unter dem Namen BP-4800-T geführt.

Von den Probekörpertypen für den Ringversuch wurden insgesamt zwanzig Probekörper (10 pro Labor) hergestellt. Für die Vergleichsserie wurden 10 Probekörper hergestellt.

2.3 Versuchsaufbau und Prüfverfahren

Der verwendete Versuchsaufbau bestand aus einem einaxialen Zugversuch gemäß der deutschen DAfStb-Richtlinie für das Bemessen und Konstruieren mit nichtmetallischer Bewehrung [9]. Der Versuch wurde in der Richtlinie standardisiert, jedoch finden sich statistische Auswertungen der Vergleichs- und Wiederholpräzision in der fach einschlägigen Literatur nicht. Gemäß dieser Richtlinie soll die Länge des Messbereichs mindestens 200 mm betragen. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen, wurde die Messlänge schließlich auf 500 mm festgelegt.

Vor Beginn der Belastung wurde eine Vorlast von 500 N aufgebracht. Anschließend wurden die Probekörper mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min bis zum Versagen belastet.

Die Messgrößen umfassten die Maschinenkraft F sowie der Maschinenweg u . Für die Analyse mittels Digital Image Correlation (DIC) wurde die Oberfläche der Probekörper vorbereitet, indem eine weiße Grundbeschichtung aufgetragen und anschließend zufällig verteilte schwarze Sprengel aufgebracht wurden. Dadurch entstand das für eine präzise Verformungserfassung erforderliche stochastische Muster.

Zusätzlich wurden die Anzahl und der mittlere Abstand der Risse zum Zeitpunkt des Versagens erfasst. Die Analyse dieser und weiterer mechanischen Kennwerte würden hier den Rahmen sprengen und sind deshalb nicht Teil dieses Aufsatzes.

Abbildung 1c–d zeigt die in den beiden Laboren verwendeten Versuchsaufbauten für die einaxialen Zugversuche.

3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Ringversuche wurden anhand eines sorgfältigen, mehrstufigen Verfahrens ausgewertet, um die Datenqualität und die statistische Aussagekraft sicherzustellen. Zunächst wurde die Datenqualität überprüft, indem die Durchführung jedes einzelnen Versuchs kontrolliert und unvoll-

ständige oder fehlerhafte Messungen ausgeschlossen wurden. Versagen in der Einspannung wurden als ungültig bewertet. Der Versagensmechanismus bei den kettengewirkten Textilien war teleskopartiger Faserbruch und bei den mit RW hergestellten Bewehrungen spröder Faserbruch.

Anschließend wurde der Spannungs-Dehnungs-Verlauf der Versuchsreihen BP-2400-T analysiert. Dabei wurden sowohl die Mittelwerte der einzelnen Labore als auch der Gesamtmittelwert aller Versuche betrachtet. Die Vergleichsserie wurde nur in Labor B geprüft und daher kein Gesamtmittel berechnet. Darüber hinaus wurde der Elastizitätsmodul (*Youngs Modulus*) der Bewehrung ausgewertet, der aus den entsprechenden Roving-Zugversuchen ermittelt wurde (siehe Absatz 2.1).

Die daraus resultierenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind in Abbildung 2 dargestellt.

Aus den Datensätzen wurden die relevanten mechanischen Eigenschaften ermittelt, darunter die Zugfestigkeit, die Bruchdehnung sowie der Elastizitätsmodul (Youngscher Modul). In der vorliegenden Studie wurde ausschließlich die Zugfestigkeit beim Versagen ($f_{f,nm,u}$) auf Normalverteilung untersucht, wobei das gleiche Verfahren auch auf andere mechanische Kennwerte angewendet werden kann. Zur Bewertung der Datenverteilung wurden Normalitätstests durchgeführt. Die Ergebnisse sind exemplarisch für die Versuchsreihe BP-4800-T in Abbildung 3 dargestellt. Das Histogramm und das Q-Q-Diagramme zeigen die Abweichung der beobachteten Werte von der theoretischen Normalverteilung. Alle Datenpunkte liegen innerhalb der gestrichelten Linien, die das 95%-Konfidenzintervall darstellen.

Dies stützt die Annahme, dass die Versuchsdaten einer Normalverteilung folgen.

Die Ausreißererkennung wurde gemäß ISO 5725-2 [10] unter Verwendung des Grubbs-Tests bei einem Signifikanzniveau von 0,05 durchgeführt, um Extremwerte zu identifizieren, die anschließend auf Grundlage statistischer Grenzwerte entfernt oder begründet werden könnten. In der vorliegenden Studie wurden jedoch keine Ausreißer ausgeschlossen.

Zusätzlich zum Grubbs-Test empfiehlt die ISO 5725-2 [10] grundsätzlich die Anwendung des Cochran-Tests, um Laborausreißer anhand ihrer Varianzen zu identifizieren. Da jedoch nur zwei Labore an dieser Studie beteiligt waren, ist der Cochran-Test hierfür nicht geeignet. Stattdessen wurde ein t-Test durchgeführt, um zu prüfen, ob die Stichproben beider Labore als aus derselben Grundgesamtheit stammend angesehen werden können. Der endgültige Datensatz wurde anschließend gemäß den Verfahren der ISO 5725 ausgewertet, wodurch eine robuste und reproduzierbare Bewertung der Ringversuchsergebnisse sichergestellt wurde.

Die Ergebnisse wurden mithilfe von Boxplots visualisiert (Abbildung 4), welche die statistische Auswertung jedes Labors darstellen. Die Boxplots zeigen den Mittelwert jedes einzelnen Labors sowie den übergeordneten Gesamtmittelwert (Grand Mean). Der grau schattierte Bereich kennzeichnet den Median, das erste Quartil und das dritte Quartil. Beim Vergleich von Ergebnissen verschiedener Labore wird zwischen Wiederholpräzision (Repeatability)

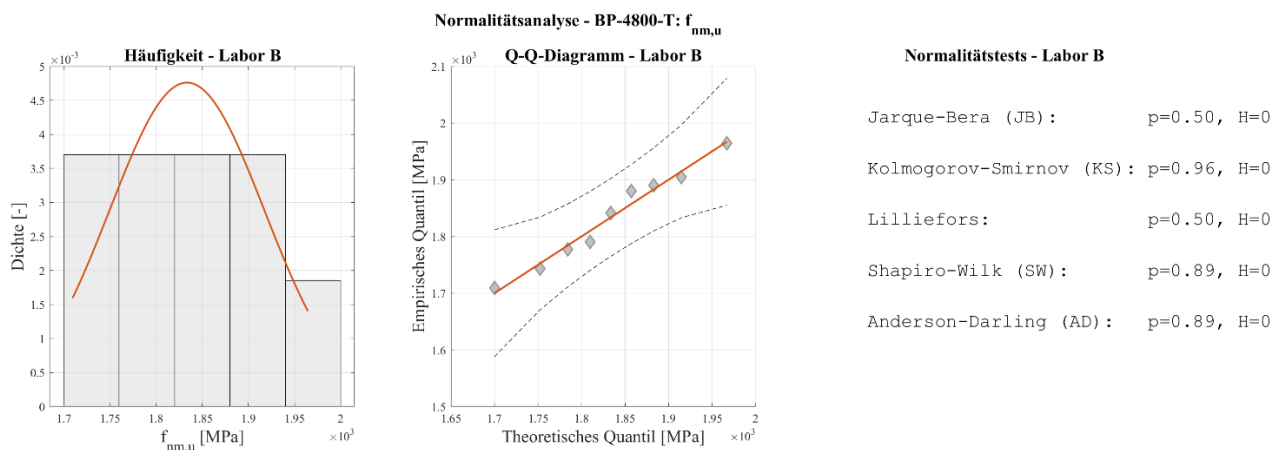


Abbildung 3 Ergebnisse des Normalverteilungstests der Serie BP-4800-T

bility, s_r) und Vergleichspräzision bzw. Reproduzierbarkeit (Reproducibility, s_L) unterschieden. Die Wiederholpräzision beschreibt die natürliche Streuung von Messergebnissen, die unter identischen Bedingungen mit derselben Ausrüstung und demselben Bediener innerhalb eines kurzen Zeitraums gewonnen werden. Die Reproduzierbarkeit hingegen beschreibt die Übereinstimmung von Ergebnissen, die unter unterschiedlichen Bedingungen erzielt werden – in diesem Fall in zwei verschiedenen Laboren.

Die Wiederholpräzision wird als Standardabweichung der Versuchsergebnisse innerhalb eines Labors berechnet. Die Reproduzierbarkeit berücksichtigt zusätzlich die Varianz zwischen den Laboren und wird wie folgt berechnet:

$$s_R = \sqrt{s_r^2 + s_L^2} \quad (3)$$

$$s_L = \sqrt{\max(0, s_{mean}^2 - \frac{s_r^2}{\max(1, n)})} \quad (4)$$

s_r^2 Varianz der Wiederholpräzision

s_L^2 Varianz zwischen den Laboren

s_{mean}^2 Varianz der Labor-Mittelwerte

Für die Vergleichsserie BP-4800-T wurde nur die Wiederholpräzision berechnet, da ein Vergleich mit einem anderen Labor nicht durchgeführt wurde.

Die in Abbildung 4 dargestellten Grenzen der Wiederholpräzision (r-Wert) und die Reproduzierbarkeitsgrenzen (R-Wert) sind als 95%-Konfidenzintervalle der jeweiligen Standardabweichungen definiert. Sie werden gemäß DIN ISO 5725-6 durch Multiplikation der entsprechenden Standardabweichungen mit dem Faktor 2,8 berechnet.

Die Grenze der Wiederholpräzision (r-Wert) gibt an, wie stark sich zwei Messergebnisse höchstens unterscheiden dürfen, wenn sie unter identischen Bedingungen durchgeführt werden. Mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % wird diese Differenz nicht überschritten.

Die Reproduzierbarkeitsgrenze (R-Wert) beschreibt die maximale Differenz zwischen zwei Messergebnissen, die unter unterschiedlichen Bedingungen ermittelt wurden, beispielsweise in verschiedenen Laboren, von unterschiedlichen Personen oder mit unterschiedlichen Geräten. Auch hier gilt, dass diese Differenz mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % nicht überschritten wird.

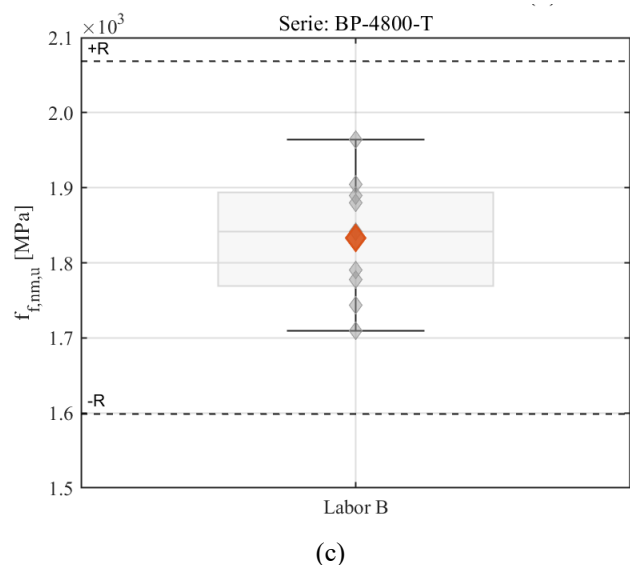
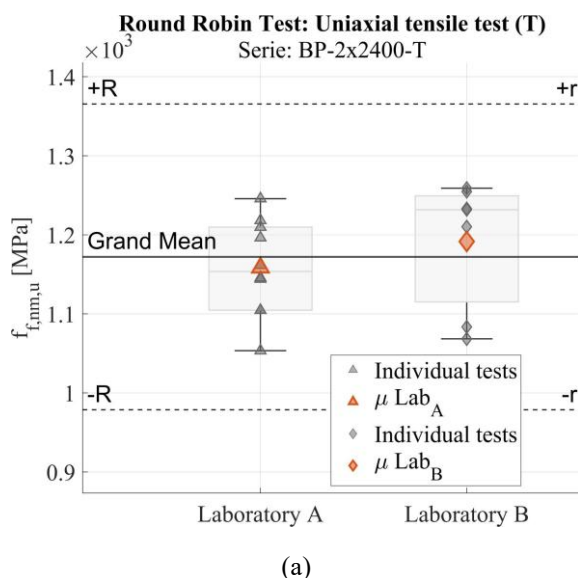


Abbildung 4 Boxplot der Ergebnisse des einaxialen Zugversuchs für (a) BP-2x2400-T [1], (b) BP-4800-T mit den zugehörigen Mittelwerten (μ) für jedes Labor sowie dem Gesamtmittelwert (Grand Mean), der Wiederholgrenze (r) und der Reproduzierbarkeitsgrenze (R)

Tabelle 3 Zusammenfassung Ergebnisse

Serie	Anzahl	$f_{f,nm,u}$	Wiederholpräzi- sion s_r	Reproduzierbar- keit s_R	Wiederholpräzi- sion Limit r	Reproduzierbar- keit Limit R
BP-2x2400-T	17	1172,1	69,04	69,04	193,32	193,32
BP-4800-T	9	1833,4	83,81	-	234,67	-

4 Diskussion

Die Ergebnisse der Ringversuche (Round-Robin-Tests) zu den einaxialen Zugversuchen der textilbewehrten Betonserie BP-2x2400-T, die in Tabelle 3 zusammengefasst sind, zeigen, dass die angewandte Prüfmethode robust war und in beiden beteiligten Laboratorien konsistente Ergebnisse lieferte.

Für BP-2x2400-T (17 Messungen) betrug die mittlere Zugfestigkeit 1172,1 MPa bei einer Wiederholstandardabweichung von $s_r = 69,04$ MPa und einer Reproduzierbarkeit von $s_R = 69,04$ MPa.

Die zwischen den Laboratorien auftretende Varianzkomponente s_L^2 war vernachlässigbar, wodurch sich für beide Versuchsreihen identische Wiederhol- und Reproduzierbarkeitsgrenzen (r bzw. R) ergaben. Gemäß der Norm ISO 5725-2 entspricht dieses Verhalten vollständig den Anforderungen der Norm und weist darauf hin, dass keine statistisch signifikanten Unterschiede zwischen den Laboratorien festgestellt wurden.

Für die Vergleichsserie BP-4800-T wurde eine mittlere Zugfestigkeit von 1833,4 MPa ermittelt. Die beobachteten Unterschiede in der Zugfestigkeit zwischen Proben mit gleichem Fasermaterial und gleicher Feinheit deuten auf prozessbedingte Einflüsse hin. Die Ursachen dieser Abweichungen so wie der Einfluss des Herstellungs- und Infiltrationsprozesses (Injektion bei RW vs. Foulard bei KW) sind Gegenstand weiterer Forschung.

Die Streuung der Spannung-Dehnungs-Kurven von Serie BP-4800-T (siehe Abbildung 2) sowie die teilweise Unterschreitung der reinen Spannungs-Dehnungs-Linie des einzelnen Rovings deuten auf zusätzliche Biegebeanspruchungen der Proben hin. Eine mögliche Ursache hierfür liegt ebenfalls im Herstellungsprozess mit RW, wo die Rovings in Zugrichtung nicht in einer Ebene gelegt wurden. Somit

sind nicht alle Stränge exakt zentrisch im Querschnitt angeordnet und es entsteht eine Exzentrizität zwischen Lastangriff und Bewehrung. Abhängig von Richtung und Größe dieser Exzentrizität können zusätzliche Biegemomente in unterschiedliche Richtungen auftreten, was die beobachtete Streuung der Spannungs-Dehnungs-Kurven erklärt.

In Tabelle 4 wird die Anzahl der Versuche angegeben. Ungültige Versuche, hauptsächlich durch Versagen in der Einspannung, wurden bereits davor exkludiert. Die durchgeführte statistische Verifizierung gemäß ISO 5725-2 erfolgte mittels des Grubbs-Tests zur Ausreißererkennung sowie eines t-Tests zum Vergleich der beteiligten Laboratorien. Der Grubbs-Test bestätigte, dass in keinem der drei Datensätze extreme Ausreißer vorhanden waren (Tabelle 4). Zusätzlich wurde ein Zweistichproben-t-Test durchgeführt, um zu untersuchen, ob die Ergebnisse beider Laboratorien aus derselben Grundgesamtheit stammen. Der Test bestätigt, dass die Messergebnisse der Laboratorien derselben statistischen Population zuzuordnen sind (BP-2x2400-T: $p = 0,377$)

Insgesamt bestätigte der Laborvergleich die Zuverlässigkeit und Eignung des angewandten Prüfaufbaus. Das Fehlen systematischer Abweichungen zwischen den Laboratorien deutet darauf hin, dass das Verfahren für die untersuchten Materialien gut geeignet ist. Die beobachtete Streuung trat ausschließlich innerhalb der einzelnen Laboratorien auf, was für experimentelle Untersuchungen an Verbundwerkstoffen wie textilbewehrtem Beton typisch ist und auf geringe Schwankungen bei der Probenherstellung oder Ausrichtung der Prüfkörper zurückgeführt werden kann.

Die Ergebnisse unterstreichen somit, dass das etablierte Prüfverfahren für einaxiale Zugversuche reproduzierbare und vergleichbare Resultate für TRC-

Tabelle 4 Statistische Analyse zur Ausreißeridentifikation und zum Vergleich zwischen den Laboratorien.

Serie	Labor	Anzahl	Grubbs G	$G_{crit} (\alpha=0,05)$	Outlier	P-value T-test
BP-2x2400-T	A	10	1,748	2,290	0	0,377
	B	7	1,526	2,020	0	
BP-4800-T	B	9	1,563	2,215	0	-

Probekörper liefert, die sowohl mit kettgewirkten als auch mit Robotic Winding hergestellten Basalttextilien bewehrt sind.

5 Schlussfolgerung

Die interlaboratorische Untersuchung bestätigte, dass das angewandte Prüfverfahren für einaxiale Zugversuche an textilbewehrtem Beton (TRC) gemäß der DAfStb-Richtlinie [8] konsistente und reproduzierbare Ergebnisse liefert, wenn die Versuche unter vergleichbaren Bedingungen durchgeführt werden. Das Fehlen statistisch signifikanter Unterschiede zwischen den Laboratorien, nachgewiesen durch eine standardisierte statistische Auswertung, zeigt, dass die Methode ausreichend robust für die vergleichende Materialcharakterisierung ist.

Die Unterschiede in den Herstellungs- und Infiltrationsprozessen der RW- und KW-Proben sind für die Materialcharakterisierung zu berücksichtigen. Die prozessbedingten Unterschiede können die Imprägnierungsqualität und in weitere Folge die Lastübertragung zwischen Matrix und Bewehrung beeinträchtigen. Dies beeinflusst das Zugtragverhalten des basaltbewehrten Betons und kann somit ebenfalls zur Streuung der mechanischen Kennwerte beitragen.

6 Danksagung

Die Autoren bedanken sich herzlich bei der Österreichische Bautechnik Vereinigung (ÖBV) sowie der Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) für die Förderung des Forschungsprojekts „SusDeCon – Sustainable Design and Construction with Non-Metallic Reinforcement“. Darüber hinaus gilt unser besonderer Dank allen Industriepartnern des Projekts, speziell den Firmen Franz Oberndorfer vom Verband Österreichischer Betonfertigteilerwerke (VÖB), Pagel Spezial-Beton, Hitexbau und Fiber Elements für ihre wertvollen Beiträge und ihre tatkräftige Unterstützung.

7 Literatur

- [1] Zare, P., Wachter, J., Konzilia, J., Feix, J., Preinstorfer, P.: *Influence of Fabric Manufacturing Techniques on the Tensile Capacity of Textile Reinforced Concrete (TRC)*., Proceedings of the RILEM Spring Convention 2026.
- [2] Kromoser B, Preinstorfer P, Kollegger J (2019) *Building lightweight structures with car-bon-fiber-reinforced polymer-reinforced ultra-high-performance concrete: Research approach, construction materials, and conceptual design of three building components*. Structural Concrete 20:730–744.
- [3] Hegger J, Horstmann M, Voss S, Will N (2007) *Textilbewehrter Beton: Tragverhalten, Bemessung und Anwendung*. Beton- und Stahlbetonbau 102:362–370.
- [4] Lorenz E, Schütze E, Schladitz F, Curbach M (2013) *Textile Reinforced Concrete – Overview of standard test methods*. Beton- und Stahlbetonbau 108:711–722.
- [5] Preinstorfer P, El Kadi M, Dittel G, Ghiassi B, Müller S, Mansur De Castro Silva R, Mobasher B, De Andrade Silva F, Peled A (2024) *Article of RILEM TC 292-MCC: bond behaviour of textile-reinforced concrete—a review*. Mater Struct 57:97.
- [6] Preinstorfer P, Yanik S, Kirnbauer J, Lees J, Robisson A (2023) *Cracking behaviour of textile-reinforced concrete with varying concrete cover and textile surface finish*. Composite Structures 312:116859.
- [7] Hartig J, Jesse F, Schick Tanz K, Häußler-Combe U (2012) *Influence of experimental set-ups on the apparent uniaxial tensile load-bearing capacity of Textile Reinforced Concrete specimens*. Materials and Structures 45:433–446
- [8] Konzilia J, Wachter J, Egger M, Walzl C, Fröis T, Bechtold T, Feix J (2023) *Embroidered Carbon Reinforcement for Concrete*. Buildings 13
- [9] DAfStb-Richtlinie (2024) *Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. – DAfStb, Berlin
- [10] DIN ISO 5725-2:2022-05, *Genauigkeit (Richtigkeit und Präzision) von Messverfahren und Messergebnissen - Teil 2: Grundlegende Methode für die Ermittlung der Wiederhol- und Vergleichspräzision eines vereinheitlichten Messverfahrens* (ISO_5725-2:2019)

Ansätze zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens von Stahlbeton in 3D-Gesamtmodellen

Julia Ober, Dirk Schlicke

Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

3D-Gesamtmodelle sind im konstruktiven Ingenieurbau ein etabliertes Werkzeug zur integralen Abbildung des Tragverhaltens komplexer Tragwerke. Insbesondere bei statisch hochgradig unbestimmten Systemen ist die Aussagekraft linear elastischer Berechnungen kritisch zu hinterfragen, da wesentliche Umlagerungseffekte infolge von Rissbildung, Kriechen und plastischen Verformungen unberücksichtigt bleiben. Dies kann zu einer unzutreffenden Erfassung der Schnittgrößen und damit zu verzerrten Bemessungsergebnissen führen. Im vorliegenden Beitrag werden die Herausforderungen und Anforderungen nichtlinearer Berechnungen im Stahlbetonbau sowie mögliche Vorgehensweisen zur Berücksichtigung des materialspezifischen Verhaltens von Stahlbeton in der statischen Analyse diskutiert. Anhand eines beispielhaften Stahlbetontragwerks werden verschiedene linear elastische und nichtlineare Berechnungsansätze auf Basis eines 3D-Gesamtmodells systematisch untersucht und miteinander verglichen. Die Gegenüberstellung der Verfahren ermöglicht eine Bewertung der Relevanz des materialspezifischen Verhaltens von Stahlbeton für die statische Analyse und erlaubt Rückschlüsse auf praxistaugliche Ansätze.

1 Einleitung

Komplexe Bauwerke, steigende Anforderungen an Ressourceneffizienz sowie der Anspruch an eine zeit- und kosteneffiziente Planung und Ausführung stellen hohe Anforderungen an die Tragwerksplanung [1]. Zudem sind 3D-Gesamtmodelle in der Planungspraxis etabliert und ermöglichen eine effiziente Erfassung komplexer Tragstrukturen [2]. Fraglich ist jedoch, inwieweit eine rein linear elastische Analyse das tatsächliche Tragverhalten ausreichend abbilden kann. Insbesondere bei geometrisch anspruchsvollen Tragwerken und Bauteilen mit konzentriertem Lastabtrag treten häufig komplexe Spannungszustände auf, die zu aufwendigen konstruktiven Lösungen und anspruchsvollen Bewehrungsführungen führen können. Eine wirklichkeitsnähere Abbildung des Tragverhaltens bietet das Potenzial, Lastumlagerungen innerhalb des Tragwerks besser zu erfassen und dadurch wirtschaftlichere sowie konstruktiv günstigere Lösungen zu entwickeln. Dies betrifft insbesondere die Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion sowie lokaler Tragmechanismen, wie beispielsweise das Durchstanzen von Fundamentplatten.

Durch eine verbesserte Modellierung können Bereiche konzentrierter Lasteinleitung gezielter bewertet und aufwendige Bewehrungsdetails oder zusätzliche konstruktive Maßnahmen, etwa Vouten und komplexe Bewehrungsknoten, reduziert werden, siehe Abbildung 1.



Abbildung 1 Praxisbeispiele für komplexe Bewehrungsknoten [3]

Naheliegender erscheint daher die Anwendung einer vollständig nichtlinearen Analyse am 3D-Gesamtmodell. Ein solcher Ansatz ermöglicht grundsätzlich die direkte Berücksichtigung von Steifigkeitsänderungen infolge von Rissbildung, plastischen Materialeffekten sowie daraus resultierenden

Schnittgrößenumlagerungen innerhalb des Tragwerks. Für die praktische Bemessung von Stahlbetonhochbauten ist dieses Vorgehen jedoch mit erheblichen methodischen, numerischen und prüftechnischen Herausforderungen verbunden [4–7]. Diese Herausforderungen betreffen sowohl die Modellbildung und Nachweisführung als auch die Interpretation und Bewertung der Ergebnisse. Eine grundlegende Problematik besteht darin, dass die Bewehrung als wesentliche Eingangsgröße der nichtlinearen Analyse bereits vor Beginn der Berechnung festgelegt werden müsste. Die vorhandene Bewehrung beeinflusst die Rissbildung, die plastische Rotationsfähigkeit sowie die resultierenden Bauteilsteifigkeiten. Gleichzeitig stellt die erforderliche Bewehrung jedoch das Ergebnis der Bemessung dar. Es entsteht somit eine wechselseitige Abhängigkeit zwischen Schnittgrößenermittlung, Bewehrungsanordnung und Tragwerksverhalten. Unterschiedliche Annahmen hinsichtlich der Ausgangsbewehrung können zu abweichenden Steifigkeitsverteilungen und damit zu unterschiedlichen Umlagerungsmechanismen sowie Schnittgrößenvläufen führen.

Darüber hinaus lassen nichtlineare 3D-Gesamtmodelle im Gegensatz zu linear elastischen Berechnungen keine Superposition einzelner Lastfälle zu. Das Tragverhalten des Systems hängt von der Lastgeschichte, der Reihenfolge der Lastaufbringung sowie den gewählten Material- und Sicherheitsmodellen ab. Dadurch erhöht sich die Anzahl der zu untersuchenden Lastkombinationen erheblich. Gleichzeitig verlieren etablierte Kontrollmechanismen der Tragwerksplanung, wie die getrennte Betrachtung einzelner Einwirkungsanteile oder die lineare Überlagerung von Lastfällen, an Aussagekraft [4].

Eine weitere Herausforderung ergibt sich aus der Modellierung lokaler Versagensmechanismen, insbesondere des Durchstanzens. Diese räumlichen Versagensmechanismen lassen sich mittels Schalenmodellen nicht ohne Weiteres abbilden. Hierfür sind Untersuchungen mit volumetrischen Modellen erforderlich. Aufgrund der hohen Komplexität ist vor allem der Einsatz bruchmechanischer Simulationen notwendig [8].

Zudem stellt auch die Wahl des Sicherheitskonzepts eine wesentliche Herausforderung dar. Während die klassische Bemessung auf einer klaren Trennung

zwischen Einwirkungs- und Widerstandsseite basiert, sind diese Größen in nichtlinearen Analysen deutlich stärker miteinander verknüpft. Materialkennwerte, Sicherheitsbeiwerte, Modellunsicherheiten und Versagenskriterien müssen konsistent aufeinander abgestimmt werden. Abhängig vom gewählten Sicherheitsformat können sich unterschiedliche Bemessungsergebnisse und Sicherheitsniveaus ergeben. Die Durchführung nichtlinearer Analysen erfordert daher neben einer geeigneten Modellierung auch eine konsistente Einbindung in das zugrunde liegende Sicherheits- und Nachweis-konzept [9; 10].

Die Anwendung nichtlinearer Analysen auf 3D-Gesamtmodelle ist mit einer Vielzahl an Herausforderungen hinsichtlich Modellbildung, Nachweisführung und Ergebnisinterpretation verbunden. Die wesentlichen Problemstellungen sind in Abbildung 2 schematisch dargestellt.

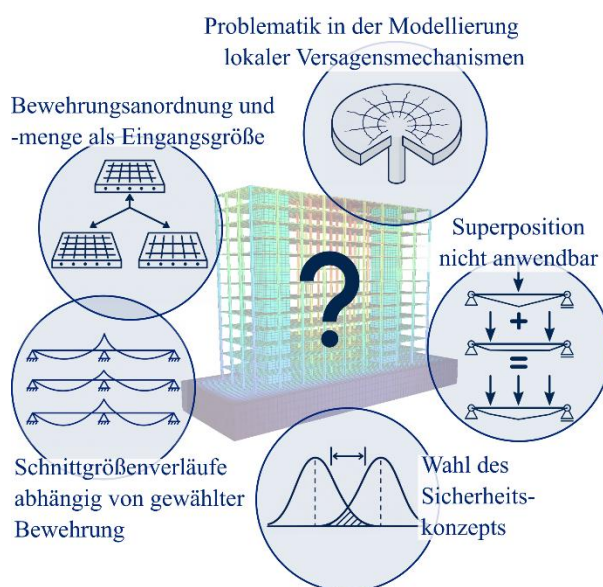


Abbildung 2 Überblick über die maßgebenden Problemstellungen bei der Anwendung nichtlinearer Analyse am 3D-Gesamtmodell

Vor diesem Hintergrund ist eine vollständig nichtlineare Analyse des 3D-Gesamtmodells für übliche Planungsaufgaben derzeit nur eingeschränkt zweckmäßig. Zwar ermöglicht dieser Ansatz die Berücksichtigung materialspezifischer Nichtlinearitäten und daraus resultierender Umlagerungseffekte, seine Anwendung erfordert jedoch den Umgang mit komplexen Fragestellungen der Modellierung, Nachweisführung und Ergebnisbewertung. Die dargestellten Herausforderungen verdeutlichen den

Bedarf an Ansätzen, welche die wesentlichen nichtlinearen Effekte erfassen und gleichzeitig eine praktikable Anwendung in der Tragwerksplanung erlauben.

Untersuchungsansatz

Ausgehend von den zuvor dargestellten Herausforderungen ganzheitlicher nichtlinearer Analysen am 3D-Gesamtmodell wird im Folgenden ein möglicher Ansatz zur Berücksichtigung nichtlinearer Effekte vorgestellt. Hierbei dient das 3D-Gesamtmodell weiterhin der Ermittlung des globalen Lastabtrags, der Schnittgrößenumlagerungen innerhalb des Gebäudes sowie der Boden-Bauwerk-Interaktion. Ergänzend werden ausgewählte Bauteile oder Bauteilgruppen anhand etablierter Verfahren der Planungspraxis detailliert untersucht. Die Ergebnisse dieser Teilanalysen fließen über die Bauteilabmessungen sowie die angesetzte Bewehrung in das nichtlinear 3D-Gesamtmodell ein. Standardbauteile, wie beispielsweise Geschossdecken, können dadurch weiterhin mit den in der Planungspraxis etablierten Bemessungsverfahren nachgewiesen werden. Gleichzeitig ermöglicht der Ansatz, wesentliche Einflüsse des nichtlinearen Tragverhaltens im 3D-Gesamtmodell zu berücksichtigen und kritische Bereiche, beispielsweise Abfangkonstruktionen oder Bereiche konzentrierter Lastenleitungen, gezielt zu untersuchen. [11]

Referenztragwerk

Für die Bewertung der Auswirkungen unterschiedlicher Berechnungsansätze wird ein Referenztragwerk herangezogen. Das untersuchte Beispielobjekt ist als stark vereinfachtes Stahlbeton-Tragwerk mit zwei Untergeschossen, 13 Obergeschossen sowie zwei Erschließungskernen ausgebildet. Die zugrunde liegende Geometrie ist in [2] ausführlich beschrieben und in Abbildung 3 schematisch dargestellt.

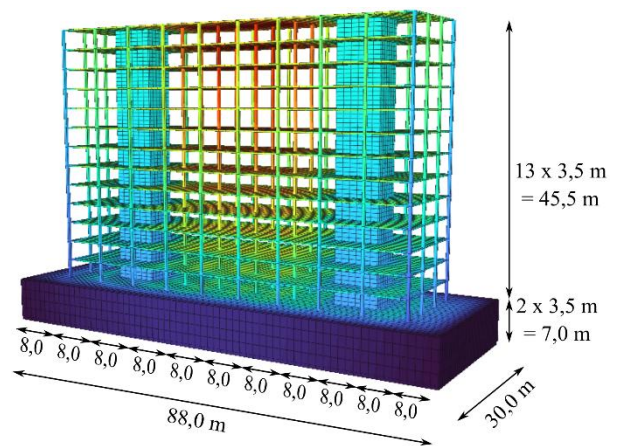


Abbildung 3 Geometrie des Referenztragwerks

1.1 Vorbemessung der Bauteile

Die Decken werden über zweidimensionale Teilmodelle mit ungünstigen Laststellungen untersucht. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) erfolgt die Schnittgrößenermittlung linear elastisch, jedoch mit reduzierter Torsionssteifigkeit. Da die Torsionssteifigkeit infolge der Rissbildung nur eingeschränkt aktiviert wird, kann die Torsionssteifigkeit nach den Annahmen der Marcus-Theorie reduziert werden. Für die Verformungsberechnung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wird eine nichtlineare Analyse unter Ansatz der im ULS ermittelten Bewehrung durchgeführt. In Abbildung 4 ist die für die nichtlineare Analyse angesetzte Bewehrung schematisch dargestellt. Die Darstellung dient ausschließlich der Parametrisierung des nichtlinearen Modells und erhebt keinen Anspruch auf die Detaillierung einer ausführungsreifen Bewehrungsplanung. Darüber hinaus können die Ergebnisse des 2D-Teilmodells nicht nur als Eingangsgröße für die nichtlineare Gesamtanalyse herangezogen werden, sondern auch unmittelbar zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrung der Geschossdecken dienen.

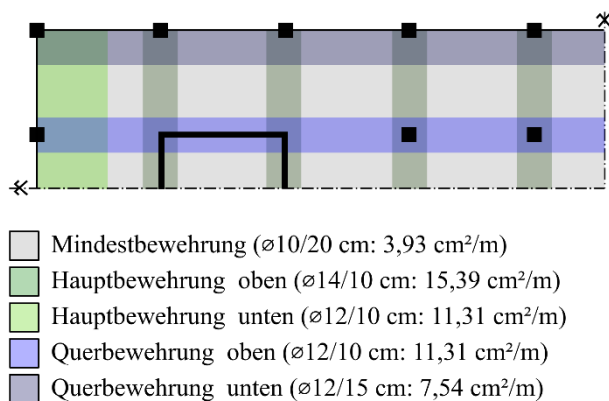


Abbildung 4 Angabe der Bewehrung im Regelgeschoß für nichtlineare Analyse

Für die Fundamentplatte wird eine Grundbewehrung zur Begrenzung der Rissbildung infolge Biegezwang angesetzt. Die erforderliche Bewehrung kann hierfür vereinfachend auf Grundlage der Anforderungen des EC 2 [12; 13] bestimmt werden. Die Kellerwände werden als Bauteile nach Richtlinie Weißen Wanne [14] betrachtet. Die horizontale Bewehrung wird dabei im Wesentlichen durch die Anforderungen an die Mindestbewehrung sowie die Begrenzung der Rissbreite bestimmt. Die vertikale Bewehrung ergibt sich hingegen aus den Beanspruchungen infolge Erd- und Wasserdrucks. Für die Stützen wird insbesondere in den unteren Geschossen ein hoher Bewehrungsgrad angesetzt. Dies ermöglicht die Ausbildung schlanker Querschnitte trotz hoher Normalkraftbeanspruchungen [15].

1.2 Setzungsmulde und Boden-Bauwerk-Interaktion

Die Boden-Bauwerk-Interaktion wird über eine vorgegebene Setzungsmulde berücksichtigt. Die in der geotechnischen Berechnung ermittelte Baugrundverformung wird dabei als aufgezwungene Verformung in das Tragwerksmodell übernommen und als Zwangseinwirkung angesetzt [16]. Dadurch können die aus Setzungen resultierenden Beanspruchungen getrennt von den äußeren Einwirkungen erfasst werden. Neben einer mechanisch konsistenten Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion ermöglicht dieses Vorgehen auch eine differenzierte Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend der jeweiligen Einwirkungsart nach [17].

2 Linear elastische und nichtlineare Berechnungsansätze

Auf Grundlage des beschriebenen Untersuchungsansatzes werden nachfolgend zwei linear elastische und drei nichtlineare Berechnungsverfahren vorgestellt. Im Fokus stehen dabei die Unterschiede in der Abbildung materialspezifischer Nichtlinearitäten sowie der Anwendung unterschiedlicher Sicherheitskonzepte. Die betrachteten Varianten sind in Abbildung 5 dargestellt.

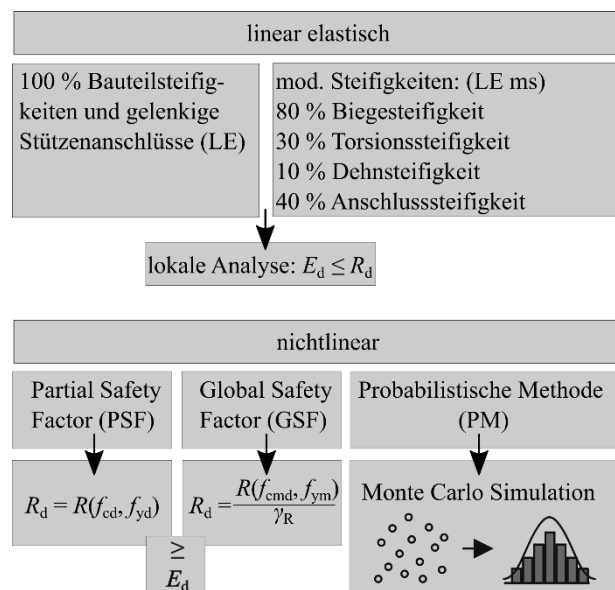


Abbildung 5 Übersicht der linear elastischen und nichtlinearen Analysen

Im Rahmen der linear elastischen Analyse erfolgt zum einen die Berechnung unter Ansatz voller Bauteil- und Anschlusssteifigkeiten. Zum anderen werden modifizierte Steifigkeiten verwendet, um Einflüsse aus Rissbildung und dem damit verbundenen Steifigkeitsabbau näherungsweise zu berücksichtigen [16; 18].

Aufbauend auf diesen linear elastischen Referenzansätzen werden anschließend drei nichtlineare Verfahren gemäß fib Model Code 2010 [19] und fib Model Code 2020 [20] vorgestellt.

Bei der Partial Safety Factor Method erfolgt die nichtlineare Berechnung mit Bemessungswerten der Materialeigenschaften. Dazu werden die charakteristischen Materialkennwerte durch Teilsicherheitsbeiwerte abgemindert. Dieses Vorgehen entspricht dem in der Praxis etablierten, semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Unsicherheiten werden dabei getrennt für Materialeigenschaften und

Einwirkungen berücksichtigt. Die Global Safety Factor Method verwendet dagegen mittlere Materialkennwerte in einer nichtlinearen Berechnung. Der berechnete mittlere Widerstand wird anschließend mit einem globalen Sicherheitsbeiwert reduziert. Dieser berücksichtigt die Unsicherheiten aus Material, Geometrie und Modellierung. Die Sampling-based Method (auch Probabilistic Method nach Model Code 2010 [19]) basiert auf einer probabilistischen Betrachtung. Die Materialeigenschaften werden dabei durch statistische Verteilungen beschrieben. Durch wiederholte nichtlineare Berechnungen mit zufällig variierten Materialparametern, beispielsweise mittels Monte-Carlo-Simulation ergibt sich eine Verteilung der Tragfähigkeit. Daraus wird der Bemessungswiderstand unter Berücksichtigung einer definierten Versagenswahrscheinlichkeit abgeleitet.

Für das Referenzgebäude gemäß Abbildung 3 wurden die Berechnungen mit den jeweiligen linear elastischen und nichtlinearen Ansätzen durchgeführt. In Abbildung 6 sind die resultierenden Kraftsummen auf die Fundamentplatte sowie deren prozentuale Anteile dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass untersuchten Methoden unterschiedlicher Sicherheitsformate einen erkennbaren Einfluss auf die Lastumlagerung haben. Je nach Vorgehensweise ergeben sich unterschiedliche Kraftverteilungen, wodurch deutlich wird, dass die nichtlineare Berechnung nicht nur die Höhe des Bemessungswiderstands, sondern auch die Verteilung der Schnittgrößen beeinflussen kann.

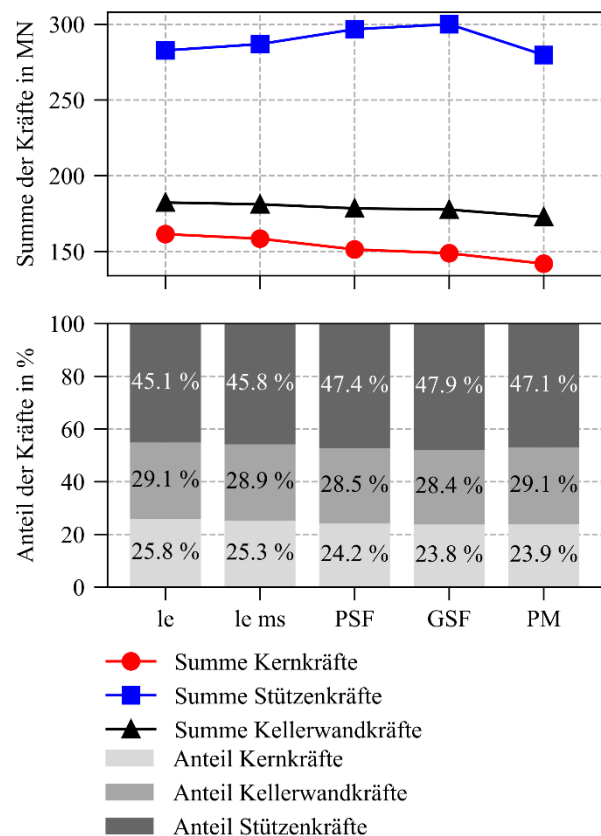


Abbildung 6 Kräfte im 3D-Gesamtmodell mit unterschiedlichen Modellierungsvarianten

Zur schematischen Beurteilung der Steifigkeitsreduktionen im 3D-Gesamtmodell zeigt Abbildung 7 das Verhältnis der Biegemomente zwischen probabilistischer und linear elastischer Berechnung mit vollen Bauteilsteifigkeiten. Bei der Fundamentplatte wird die Schnittgrößenumlagerung überwiegend durch die globale Setzungsmulde bestimmt. Lokale Effekte infolge Spannweiten oder Lasteinleitungspunkte sind demgegenüber nur schwach ausgeprägt. Lediglich im Bereich der Kerne und einzelner Stützen sind zusätzliche lokale Umlagerungen erkennbar. Für die Deckenplatte zeigt sich insbesondere in den Feldbereichen eine deutliche Abnahme der Biegemomente, während die Änderungen über den Stützen geringer ausfallen. Damit ergibt sich eine Umlagerung, die nicht der üblichen Erwartung einer Verschiebung der Momente von den Stützen in die Felder entspricht. Ursache hierfür ist die erhöhte Bewehrungsmenge über den Stützen bei gleichzeitig moderater Feldbewehrung.

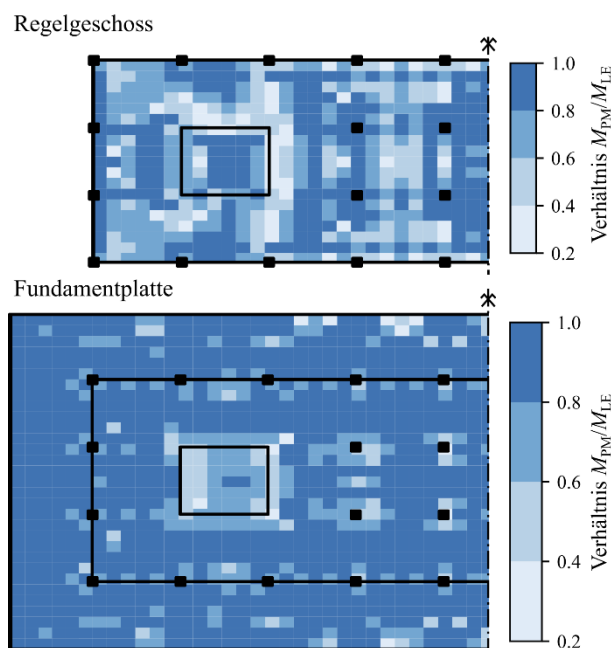


Abbildung 7 Vergleich der Biegemomente aus linear elastischer Berechnung und probabilistischen Analyse

3 Zusammenfassung

Nichtlineare Berechnungsansätze erfassen das materialspezifische Verhalten von Stahlbeton und ermöglichen dadurch eine wirklichkeitsnähere Abbildung des Tragverhaltens, indem sowohl die Rissbildung als auch das plastische Verformungsvermögen des Stahlbetons berücksichtigt werden. In den Untersuchungen zeigt sich dies in unterschiedlichen Kraftsummen (siehe Abbildung 6) sowie in einer unterschiedlichen Momentenumlagerung im Vergleich der linear elastischen mit der probabilistischen nichtlinearen Berechnung (Abbildung 7). Durch die realitätsnähere Berechnung können Bewehrungsmengen reduziert und Bauteilabmessungen verringert werden. Die betrachteten Sicherheitsformate unterscheiden sich vor allem im Rechenaufwand und in der Erfassung von Unsicherheiten. Die Partial Safety Factor Method ist praxisnah und einfach anwendbar. Die Global Safety Factor Method ermöglicht eine realitätsnähere Beschreibung des Tragverhaltens, während die Probabilistic Method die umfassendste probabilistische Bewertung erlaubt, jedoch mit dem höchsten Rechenaufwand verbunden ist. Als praxisnahe Alternative stellt die linear elastische Berechnung mit angepassten Steifigkeiten einen sinnvollen

Kompromiss zwischen Berechnungsaufwand und Genauigkeit dar. Eine pauschale Steifigkeitsreduktion ist jedoch kritisch zu betrachten und sollte anhand des Momenten-Krümmungs-Verhaltens überprüft werden. Denn eine konstante Abminderung bildet lediglich den globalen Einfluss auf das Tragssystem ab, eine lokal differenzierte Betrachtung der tatsächlichen Steifigkeitsverteilung ist damit nicht möglich.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die Wahl des Berechnungsmodells einen maßgebenden Einfluss auf Schnittgrößenverteilung, Tragverhalten und Bemessung hat. Weiterführende Untersuchungen sollten Bauphasen, zeitabhängige Effekte, horizontale Einwirkungen sowie probabilistische Analysen einbeziehen.

4 Literatur

- [1] Schlicke, D. (2023) *Ressourcenverantwortungsvolles Bauen mit Beton durch agile Tragwerksplanung* in: C. Hofstadler; C. Motzko [Hrsg.] *Agile Digitalisierung im Baubetrieb*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- [2] Ober, J.; Lienbacher, L. C.; Schlicke, D. (2025) *Tragwerksplanung mit 3D-Gesamtmodellen in der Praxis* in: Beton- und Stahlbetonbau
- [3] Christoph Steiger, Porr Bau GmbH; *Wohngebäude Salzburg*.
- [4] König, G.; Tue, N. V.; Ahner, C. (1997) *Consistent safety format*.
- [5] Blomfors, M.; Engen, M.; Plos, M. (2016) *Evaluation of safety formats for non-linear finite element analyses of statically indeterminate concrete structures subjected to different load paths* in: *Structural Concrete* 17, H. 1, S. 44–51.
- [6] Tecusan, R.; Zilch, K. (2017) *Sicherheitsaspekte bei nicht-linearen FEM Berechnungen/Safety aspects in non-linear FEM calculations* in: *Bauingenieur* 92, H. 12, S. 518–527.
- [7] Schlune, H.; Plos, M.; Gylltoft, K. (2011) *Safety formats for nonlinear analysis tested on concrete beams subjected to shear forces and bending moments* in: *Engineering Structures* 33, H. 8, S. 2350–2356.

- [8] Yolcu Sever; Dirk Schlicke (2024) *Design Forces for Punching Shear Verification in Thick Raft Foundations with Special Regard to Partial Safety Factors* in: The 15th fib International PhD Symposium in Civil Engineering 2024 Budapest.
- [9] Červenka V.; Červenka J. (2006) *Probabilistic Estimate of Global Safety Factor – Comparison of Safety Formats for Design based on Non-linear Analysis* 2006.
- [10] Castaldo, P.; Gino, D.; Mancini, G. (2019) *Safety formats for non-linear finite element analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposals* in: Engineering Structures 193, S. 136–153.
- [11] Eckerstorfer, J. (2025) *Nichtlineare Berechnungen an 3D-Gesamtmodellen*.
- [12] ÖNORM B 1992-1-1 (2018) *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards Institute.
- [13] ÖNORM EN 1992-1-1 (2015) *Eurocode 2 — Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Wien: Austrian Standards Institute.
- [14] Österreichische Bautechnik Vereinigung (2021) *Richtlinie Weiße Wanne – 2. Aufl.* Wien: ÖBV.
- [15] Glaßner, J.; Vojvodic, G.; Tue, N. V. (2024) *Stumpfstöße von Stahlbetonstützen mit hochfestem Betonstahl und großen Bewehrungsgraden* in: Beton- und Stahlbetonbau 119, H. 9, S. 687–695.
- [16] Dirk Schlicke et al. (2023) *Statische Analyse und Bemessung von Gebäuden mittels 3D-Gesamtmodellen* in: 2024 Beton Kalender, S. 505–571.
- [17] ÖNORM EN 1990 (2013) *Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung*. Wien.
- [18] Fastabend, M. (2002) *Zur ingenieurmäßigen Bestimmung des Steifigkeitsabfalls von Stahlbeton im Zustand II* in: Beton- und Stahlbetonbau 97, H. 8, S. 415–420.
- [19] International Federation for Structural Concrete (2010) *Model Code 2010*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete (fib).
- [20] International Federation for Structural Concrete (2023) *Fib model code for concrete structures 2020*. Lausanne: Fédération internationale du béton - International Federation for Structural Concrete (fib).

Eine kritische Bewertung eines Umrechnungsfaktors von beschleunigter zu „natürlicher“ Karbonatisierungsgeschwindigkeit

Konstantin Hohmann, Joachim Juhart

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie (IMBT-TVFA), Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Dieser Beitrag bewertet die Umrechnung der beschleunigten Karbonatisierungsgeschwindigkeit nach Prüfverfahren EN 12390-12 zu einer „natürlichen“ Karbonatisierungsgeschwindigkeit für die Dauerhaftigkeitsbemessung österreichischer Betone. Es werden die in der Schweizer Norm enthaltenen Faktoren für die Umrechnung der Zeit, CO₂-Konzentration und der empirischen Korrektur des beschleunigten Prüfverfahrens mit einem Lebensdauerbemessungsmodell kombiniert und anhand der prognostizierten Karbonisierungstiefen bewertet. Untersucht werden die Auswirkungen von atmosphärischen CO₂-Konzentrationen von 400 und 500 ppm, Nachbehandlungszeiten von 3 und 7 Tagen sowie die Schwankungsbreite der Karbonisierungstiefen verursacht durch Unsicherheiten bei der Bestimmung des empirischen Korrekturfaktors, der den Einfluss der beschleunigten Karbonisierung einbezieht. Die Ergebnisse zeigen, dass 500 ppm gegenüber 400 ppm CO₂ zu rund 12 % größeren Karbonisierungstiefen führen. Eine Nachbehandlung von 7 statt 3 Tagen reduziert die Karbonisierungstiefen im Modell um etwa 21 %. Für beschleunigte Karbonisierungsgeschwindigkeiten von 1,0 bis 1,5 mm/√Tag kann die angesetzte Mindestbetondeckung für XC3 und XC4 je nach Randbedingung erreicht bzw. für die Expositionsklasse XC3 teilweise auch überschritten werden. Höhere Karbonisierungsgeschwindigkeiten von 2,0 mm/√Tag, die bei Betonen der Expositionsklasse XC1 und XC2 zu erwarten sind, führen nach ca. 25 Jahren bereits zur Überschreitung der Mindestbetondeckung. Nach jetzigem Stand, unter Annahme von 400 ppm ist ein Umrechnungsfaktor von 2,7 - 2,9 plausibel. Unter Annahme realistischer Szenarien der CO₂-Konzentrationen in den nächsten 50 Jahren laut Weltklimarat könnte die Konzentration von 500 ppm als Basis der Umrechnung herangezogen werden. Dies würde zu einer Erhöhung des Umrechnungsfaktors auf 3,1 führen.

1 Einleitung

Die Bestimmung des Karbonisierungswiderstands ist ein zentrales Ziel des Forschungsprojekts NÖB – „Nachhaltigkeits-Benchmarks für Österreichische Betone“. Im Projekt werden beschleunigte und natürliche Karbonisierungsgeschwindigkeiten einer Vielzahl repräsentativer Transportbetone untersucht. Die Ergebnisse sollen eine Grundlage dafür schaffen, den Karbonisierungswiderstand österreichischer Betone nicht nur über Rezepturvorgaben, sondern über messbare Dauerhaftigkeitskennwerte zu bewerten. In diesem Beitrag werden die Begriffe Karbonisierungsgeschwindigkeit und Karbonisierungskoeffizient trotz semantischer

Differenzen synonym verwendet. Sensus strictu ist der errechnete Karbonisierungskoeffizient keine Rate bzw. stellt keine „echte“ Geschwindigkeit dar, da die Einheit in mm/√Tag keine lineare Ableitung zulässt.

Für die Praxis ist dabei besonders relevant, wie aus der beschleunigten Prüfung von Beton nach EN 12390-12 [1] eine natürliche Karbonisierungsgeschwindigkeit abgeleitet werden kann, der für die Lebensdauerbewertung von Stahlbetonbauteilen ausreichend belastbar ist. Mit „natürlich“ sind hier die atmosphärischen Bedingungen (65% Rel. Luftfeuchte und 400 ppm CO₂-Konzentration bei 20 °C) im Referenzprüfverfahren nach der derzeitigen

Norm EN 12390-10 [2] zu verstehen. Die beschleunigte Prüfung verwendet eine stark erhöhte, kontrollierte CO₂-Konzentration von 3 % (entspricht 30.000 ppm) in einer speziellen CO₂-Kammer und liefert innerhalb weniger Monate bereits ein Ergebnis. Die natürliche Prüfung nach EN 12390-10 [2] erfolgt dagegen unter atmosphärischen Bedingungen und benötigt mindestens ein Jahr. Ein belastbarer Umrechnungsfaktor hätte daher einen hohen praktischen Nutzen für die Entwicklung von neuen Betonen nach dem Performance-Konzept und deren richtigen Einschätzung ihrer Lebensdauer.

Die scheinbar einfache Umrechnung ist jedoch an mehrere Annahmen geknüpft. Die Karbonatisierung hängt nicht nur vom Material, sondern auch von relativer Luftfeuchte, CO₂-Konzentration, Nachbehandlung, Expositionsregime und Betrachtungszeitraum ab. Es sei darauf hingewiesen, dass die erhöhte CO₂-Konzentration in der beschleunigten Prüfung mit 3% CO₂ zu einer Erhöhung des pH-Wertes in der Porenlösung führen kann und so andere chemische Reaktionswege möglich sind. Es wird aber für die folgenden Berechnungen davon ausgegangen, dass der Einfluss der erhöhten Karbonatisierungsbedingungen zwischen 3% und 4% CO₂ vergleichbar mit jenen von 400 und 500 ppm CO₂ sind. Für die Dauerhaftigkeitsbemessung ist eine Nutzungsdauern von 50, 100 Jahren oder noch längere Zeit für kritische Infrastrukturbauten wie z.B. Tunnel und Brücken relevant. Wird der Umrechnungsfaktor unterschätzt, kann die Karbonatisierungstiefe zu niedrig prognostiziert werden. Daraus folgt eine möglicherweise zu geringe Betondeckung oder eine zu optimistische Einschätzung der Nutzungsdauer.

Zusätzlich verändert sich die atmosphärische CO₂-Konzentration [3] u.a. durch den Klimawandel seit der Einführung eines ersten Umrechnungsfaktors in der Schweizer Norm SIA 262 [4] nach Vorarbeiten von Hunkeler & Lammer (2012) [5] und weiteren Arbeiten dazu [6]. Für aktuelle Außenlagerung kann 400 ppm als Referenz dienen, für künftige Bemessungszeiträume ist jedoch eine Anpassung der Konzentration auf 500 ppm denkbar. Urbane Standorte und Verkehrsbauwerke können lokal bereits höhere Konzentrationen aufweisen. Damit wird die CO₂-Annahme zu einem bemessungsrelevanten Parameter und nicht nur zu einer Randbedingung der Klimaveränderung.

Der vorliegende Beitrag untersucht deshalb gezielt die Sensitivität der Umrechnung auf Basis einer vereinfachten Lebensdauerbemessung. Die Ergebnisse dieser Studie dienen zur methodischen Einordnung der wichtigsten Einflussgrößen. Im Mittelpunkt stehen die Umrechnung nach der Faktorisierung von [5], die Herleitung eines c-Faktors aus Literaturdaten, die Prognose der zu erwartenden Karbonatisierungstiefen aus einem Modell nach Greve-Dierfeld & Gehlen (2015) [7] und schlussendlich die Frage, welche Größenordnung für einen zukünftigen Umrechnungsfaktor plausibel ist.

2 Methodik

2.1 Karbonatisierung im Stahlbeton

Die Karbonatisierungstiefe x_c wird in vielen Bemessungsmodellen als Prozess der einem Wurzel-Zeit-Gesetz folgt, beschrieben. Für eine natürliche Karbonatisierungsgeschwindigkeit K_n ergibt sich die Tiefe zum Zeitpunkt t zu:

$$x_c(t) = K_n \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

Diese einfache Beziehung beschreibt nicht alle physikalischen und chemischen Einzelprozesse explizit, bildet aber die Grundlage für viele ingenieurmäßige Lebensdauerabschätzungen. Sie ist auch deshalb zweckmäßig, weil Karbonatisierungsgeschwindigkeiten häufig in mm/√Jahr (k_n) oder mm/√Tag (k_{acc}) angegeben werden. Für die Umrechnung zwischen beschleunigter und natürlicher Prüfung muss deshalb nicht nur die CO₂-Konzentration, sondern auch die Zeiteinheit konsistent umgerechnet werden.

Die Anforderungen durch Umwelteinwirkungen auf den Beton wird durch Expositionsklassen angegeben. Das Milieu für den Angriff durch Karbonatisierung wird in 4 Klassen eingeteilt wobei für XC0 kein Karbonatisierung zu berücksichtigen ist, da hier keine Stahlbewehrung verbaut wird (siehe Tabelle 1). Im Allgemeinen nimmt mit steigender Expositionsklasse die Karbonatisierung zu. Der Sicherheitsbeiwert nach Greve-Dierfeld & Gehlen (2015) welcher in der vorliegenden Untersuchung besser als Risikofaktor für Korrosionsinitiation zu verstehen ist, sieht aufgrund von unterschiedlicher Wasser- und CO₂-Verfügbarkeit für XC3 ein geringeres Risiko für Korrosion als für XC2 und XC4 vor [7].

Tabelle 1: Expositionsklassen für Karbonatisierung gemäß ÖNORM B4710-1:2018 und Sicherheitsbeiwert laut Greve-Dierfeld & Gehlen (2015)

Expositions- klasse	Beschreibung der Umgebung	Sicherheitsbeiwert γ
XC0	keine Bewehrung	-
XC1	trocken oder ständig nass	-
XC2	nass, selten trocken	1,25
XC3	mäßige Feuchte	0,7
XC4	wechselnd nass und trocken	1,25

2.2 Variation des Umrechnungsfaktor nach Schweizer Norm SIA 262

Für die Umrechnung der beschleunigten Karbonatisierungsgeschwindigkeit K_{acc} in eine natürlichen Karbonatisierungsgeschwindigkeit K_{nac} wird eine Zerlegung in drei Faktoren verwendet. Der Faktor a beschreibt die Zeitumrechnung von Tagen auf Jahre, b den Einfluss der CO_2 -Konzentration und c eine Korrektur für den Unterschied zwischen beschleunigtem und natürlichem Karbonatisierungsverhalten.

$$K_{nac} = K_{acc} \cdot a \cdot b \cdot c \quad (2)$$

$$a = \sqrt{365} = 19,1 \quad (3)$$

$$b = \sqrt{(C_{400ppm} / C_{3\%})} \quad (4)$$

Im betrachteten Prüfverfahren gilt für das Prüfverfahren nach EN 12390-12 eine CO_2 -Konzentration von 3 %. Für die Atmosphäre werden 400 und exemplarisch 500 ppm für ein negatives Klimaszenario angesetzt. Der Faktor b steigt daher rechnerisch mit der atmosphärischen Konzentration. Bei 400 ppm, entsprechend 0,04 Vol.-%, ergibt sich $b = 0,115$. Bei 500 ppm, entsprechend 0,05 Vol.-%, ergibt sich $b = 0,129$.

Der c -Faktor wird in dieser Untersuchung nicht als fester Wert wie in [4] angenommen, sondern aus ei-

ner linearen Interpolation relativer Karbonatisierungsgeschwindigkeiten zwischen 0,032 Vol.-% CO_2 (320 ppm) und 4% CO_2 -Konzentration aus [5] abgeleitet. Verwendet werden die Punkte $R = 1,17$ bei 0,032 Vol.-% CO_2 und $R = 0,86$ bei 4,0 Vol.-% CO_2 . Für den Schweizer Umrechnungsfaktor $a \cdot b \cdot c = 2,6$ wird bei einer CO_2 -Konzentration im Prüfverfahren von 4% $c = 1,36$ angenommen. Aus den oben genannten Annahmen ergibt sich für 400 ppm $c = 1,2465$. Für 500 ppm ergibt sich $c = 1,2457$. Der c -Faktor ändert sich in diesem Konzentrationsbereich nur geringfügig. Der Gesamtfaktor aus $a \cdot b \cdot c$ steigt dennoch deutlich, weil b nicht linear steigt oder fällt, sondern abhängig von der Quadratwurzel des CO_2 -Verhältnisses ist. Bei 400 ppm beträgt $a \cdot b \cdot c = 2,75$; bei 500 ppm beträgt $a \cdot b \cdot c = 3,07$.

Diese Herleitung erlaubt die getrennte Betrachtung der Faktoren von Zeitumrechnung, CO_2 -Konzentration und empirischer Korrektur des Prüfverfahrens. Gleichzeitig ist zu beachten, dass der c -Faktor eine empirische Modellannahme basierend auf einer kleinen Datengrundlage [5] ist und mit Unsicherheiten behaftet ist. Der Faktor ist aus Literaturdaten interpoliert und noch nicht materialspezifisch mit Proben aus dem Projekt NÖB kalibriert. Deshalb wird zusätzlich untersucht, welche Auswirkung eine Variation des c -Faktors um ± 2 %, ± 5 % und ± 10 % hat.

3 Modell zur Prognose der Karbonatisierungstiefe

Die transformierten natürlichen Karbonatisierungsgeschwindigkeiten K_{nac} werden anschließend in das Modell nach Greve-Dierfeld & Gehlen [7] eingesetzt, um die Entwicklung der prognostizierten Karbonatisierungstiefen darzustellen:

$$x_c = K_{nac} \cdot \sqrt{(k_e \cdot k_c \cdot k_a)} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \cdot \gamma_{xc} \quad (6)$$

$$k_c = (t_c / 7)^{-0,567} \quad (7)$$

Tabelle 2 Minimale und nominelle Betondeckungsmaße der Expositionsklassen nach ÖNORM B 1992 1-1:2018 sowie Zuordnung zu Betonkurzbezeichnungen gemäß ÖNORM B4710-1:2018

Expositionsklasse	Betonsorte	$C_{min,dur}$ 50 Jahre	C_{nom} 50 Jahre	$C_{min,dur}$ 100 Jahre	C_{nom} 100 Jahre
XC1	XC1	15	20	20	25
XC2, XC3, XC4	XC2, B1	25	30	30	35
XC4 + XD1/XD2	B2, B3, (B4)	30	35	35	40
XC4 + XD3	B7	40	45	45	50

In diesem Modell beschreibt k_e den Einfluss der rel. Luftfeuchtigkeit, k_c den Einfluss der Nachbehandlung, k_a den CO_2 -Faktor, $W(t)$ die „Wetterfunktion“ die Expositions- bzw. Benetzungshäufigkeit ausdrückt und γ_{XC} den im Modell verwendeten Sicherheitsbeiwert. Für XC2 und XC4 wurde $\gamma_{\text{XC}} = 1,5$ und für XC3 $\gamma_{\text{XC}} = 0,7$ gesetzt. In der Berechnung wird $k_a = 1$ gesetzt, weil die CO_2 -Konzentration bereits über b und c in k_{nac} berücksichtigt wird. Eine zusätzliche Anwendung von k_a würde den CO_2 -Effekt doppelt zählen. Für die Wetterfunktion wurde die Annahme von 65 Regentagen mit Schlagregenhäufigkeit von 10% getroffen.

Die Nachbehandlungsdauer t_c wird über k_c berücksichtigt, welche für 3 Tage $k_c = 1,62$ ergibt. Für 7 Tage ergibt sich ein Wert für $k_c = 1,0$. Da die Tiefe mit $\sqrt{k_c}$ skaliert, reduziert eine 7-tägige Nachbehandlung die berechnete Karbonatisierungstiefe gegenüber 3 Tagen um 21,4 %. Diese Differenz ist größer als der Unterschied zwischen 400 und 500 ppm CO_2 und zeigt, dass die Nachbehandlung eine zentrale Modellannahme ist. Angelehnt an die Schweizer Norm wurden in dieser Modellrechnung 3 Tage Nachbehandlungszeit angenommen, da dies eine praxisrelevante Annahme darstellt.

4 Vergleichswerte und Parametervariation

Für die Bewertung der Ergebnisse werden indikative Vergleichswerte aus der Festlegung der Betondeckung gemäß ÖNORM B 1992-1-1:2018 [8] in Ergänzung zu ÖNORM B 4710-1:2018 [9] verwendet. In ÖNORM B 1992-1-1:2018 wird für Ungenauigkeit bei der Ausführung auf der Baustelle ein Toleranzmaß c_{dev} auf die Mindestbetondeckung $c_{\text{min,dur}}$ aufgeschlagen, sodass schlussendlich mit der nominellen Betondeckung $c_{\text{nom,dur}}$ geplant werden kann. Zusätzlich sieht diese Norm eine Festlegung der Werte für 50 Jahre Nutzungsdauer gemäß Tabelle 2 und eine pauschale Erhöhung der Mindestbetondeckung von 5mm bei einer Lebensdauerbemessung von 100 Jahren vor [8]. Für XC3 werden 25 mm bei 50 Jahren und 30 mm bei 100 Jahren angesetzt. Für XC4 werden 30 mm bei 50 Jahren und 35 mm bei 100 Jahren angesetzt. Die Expositions-kategorie XC4 hat hier in Einklang mit der Betonkurzbezeichnungen laut ÖNORM B 4710-1:2018 [9]

Folgende beschleunigte Karbonatisierungsgeschwindigkeiten wurden beispielhaft eine Parametervariation untersucht: 1,0 und 1,5 sowie 2,0 mm/ $\sqrt{\text{Tag}}$. Kleinere Werte stehen für dichte Betone mit hohem Karbonatisierungswiderstand, größere Werte für typische Betone der Expositions-klassen XC1 bzw XC2, bei denen die Dauerhaftigkeitsbeurteilung aufgrund ihrer Anwendungsbereiche weniger kritisch ist aber generell ein schnelleres Vorranschreiten der Karbonatisierung zu erwarten ist. Für XC2 wird ein Szenario mit $k_{\text{acc}} = 2,0$ mm/ $\sqrt{\text{Tag}}$ betrachtet, um die Wirkung einer höheren Karbonatisierungsgeschwindigkeit im Vergleich zu zeigen, wobei die Parameterannahmen von XC4 übernommen wurden, da ein vergleichbares Risiko für die Korrosion der Bewehrung gegeben ist [7].

5 Ergebnisse

Die Abbildungen 1 bis 3 zeigen die mit dem Modell (vgl. Gleichung 6) berechneten Karbonatisierungstiefen unter Berücksichtigung zweier wesentlicher Einflussgrößen: der atmosphärischen CO_2 -Konzentration und der Unsicherheit des c -Faktors bei der Umrechnung von beschleunigter auf natürliche Karbonatisierung. Die blauen Kurven beziehen sich auf 400 ppm CO_2 und die roten Kurven auf 500 ppm CO_2 . Die mittleren, fettgedruckten Kurven stellen den Umrechnungsfaktor mit dem aus der Interpolation abgeleiteten c -Faktor dar. Die schattierten Bereiche zeigen zusätzlich die Variation dieses Faktors um ± 2 %, ± 5 % und ± 10 %. Abbildung 1 zeigt die Entwicklung der Karbonatisierungstiefen für $k_{\text{acc}} = 1,0$ mm/ $\sqrt{\text{Tag}}$. Bei diesen niedrigeren beschleunigten Karbonatisierungsgeschwindigkeiten bleiben die berechneten Tiefen für XC3 und XC4 unterhalb der angesetzten Vergleichstiefen, welche die Mindestbetondeckung $c_{\text{min,dur}}$ nach Tabelle 2 für die angenommene Expositions-kategorie und Betonsorte darstellen. Der Einfluss der CO_2 -Konzentration ist dennoch erkennbar, führt in diesem Fall aber noch nicht zu einer grundsätzlich anderen Bewertung.

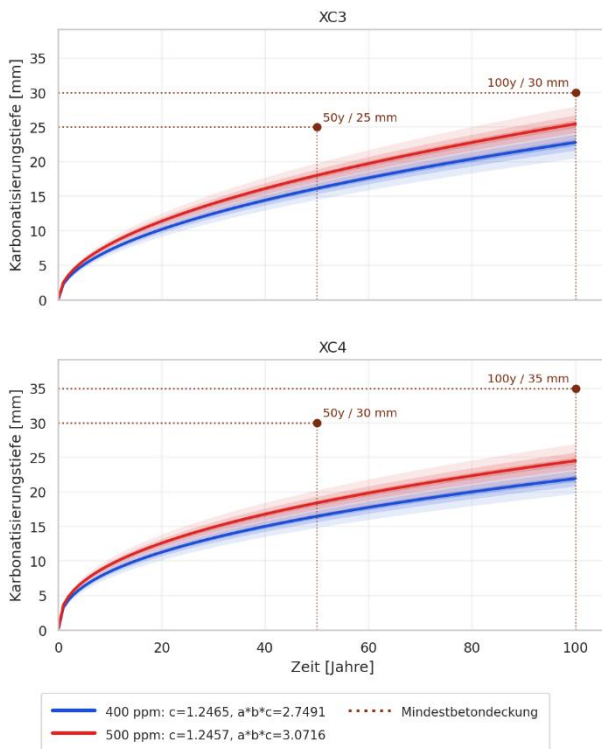


Abbildung 1: Karbonatisierungstiefen nach dem Modell von Greve-Dierfeld & Gehlen (2015) für $k_{acc} = 1,0$ mm/√Tag. Fettgedruckte Linien zeigen die Mittelwerte mit zu Grunde liegender CO_2 -Konzentration von 400 (untere Linie) und 500 ppm (obere Linie). Die schattierten Bänder stellen die Abweichung der Karbonatisierungstiefe bei der Annahme von $\pm 2\%$, $\pm 5\%$ und $\pm 10\%$ Unsicherheit des c -Faktors dar. Die gepunkteten Linien markieren die angesetzten Mindestbetondeckungen für 50 und 100 Jahre.

Bei $k_{acc} = 1,5$ mm/√Tag wird die Bewertung bereits kritisch. In XC3 wird der 50-Jahres-Vergleichswert von 25 mm bei 500 ppm erreicht beziehungsweise überschritten. Bei 100 Jahren liegen die berechneten Werte im Bereich oder oberhalb der angesetzten Vergleichstiefe. Für XC4 ergibt sich ein ähnliches Bild, wobei der Sicherheitsbeiwert des Greve-Dierfeld-Modells den Verlauf gegenüber XC3 verändern. Unter ungünstigen Annahmen sollte eine beschleunigte Karbonatisierungsgeschwindigkeit von 1,5 mm/√Tag daher nicht mehr pauschal als unkritisch eingestuft werden.

Der Unterschied zwischen 400 und 500 ppm beträgt in den betrachteten Berechnungen rund 12 %. Absolut entspricht dies je nach k_{acc} , Exposition und Zeitraum etwa 1,5 bis 5 mm zusätzlicher Karbonatisierungstiefe. Diese Größenordnung ist für die Dauerhaftigkeitsbemessung relevant, weil sie im Bereich typischer Sicherheits- oder Ausführungsreserven der Betondeckung liegt (z.B. 5mm laut

ÖNORM B 1992-1-1:2018). Eine scheinbar geringe Änderung der CO_2 -Annahme kann daher bei langen Nutzungsdauern zu einer anderen technischen Bewertung führen.

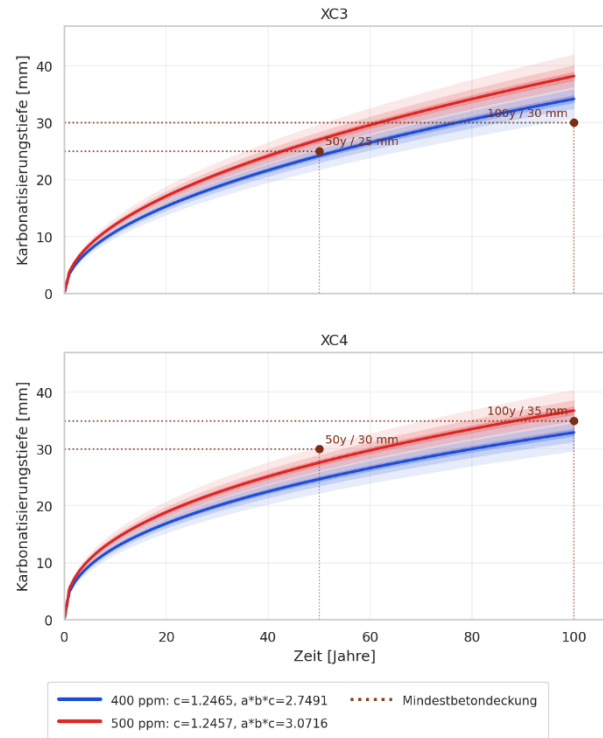


Abbildung 2: Prognostizierte Karbonatisierungstiefen nach dem Modell von Greve-Dierfeld & Gehlen (2015) für $k_{acc} = 1,5$ mm/√Tag.

Ergänzt wird die Betrachtung durch ein mögliches XC2-Szenario mit $k_{acc} = 2,0$ mm/√Tag (siehe Abbildung 3). Diese Modellierung ist nicht als pauschale Klassifizierung von XC2 zu verstehen, sondern als Sensitivitätsanalyse für eine höhere beschleunigten Karbonatisierungsgeschwindigkeit. Für die Modellberechnungen wurden die Parameterannahmen von XC4 übernommen, da hier die Bewehrungskorrosion infolge von Karbonatisierung der maßgebende Schadensmechanismus ist.

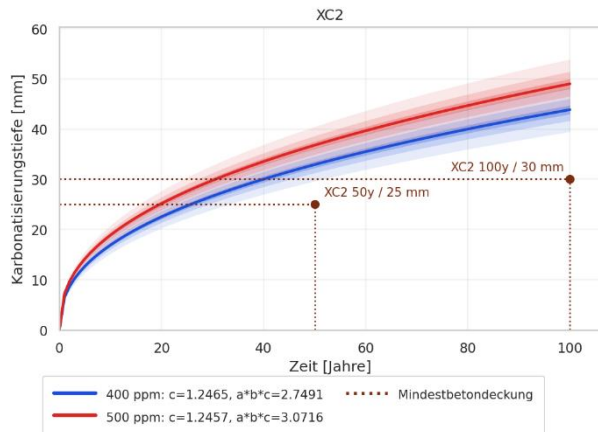


Abbildung 3: Prognostizierte Karbonatisierungstiefen nach dem Modell von Greve-Dierfeld & Gehlen (2015) für $k_{acc} = 2,0 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$.

Besonders bei 500 ppm liegen die Kurven in Abbildung 3 über weite Bereiche oberhalb der angesetzten 50- und 100-Jahres-Linien. Daraus folgt, dass eine reine Bemessung über Expositionsklassen nicht ausreicht, wenn die gemessene beschleunigte Karbonatisierung hoch ist. Der Materialparameter $k_{acc} = 1,0 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$ hat in den betrachteten Szenarien weitgehend Lebensdauerreserven, $k_{acc} = 1,5 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$ liegt bereits im kritischen Übergangsbereich, und $k_{acc} = 2,0 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$ führt unter ungünstigen CO_2 - und c-Faktor-Annahmen zu klaren Überschreitungen der Mindestbetondeckung bei längerer Nutzungsdauer.

Dies zeigt, dass die obengeannten Parameter einen entscheidenden Einfluss auf die Robustheit der Dauerhaftigkeitsbewertung haben.

6 Diskussion

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass ein pauschaler Umrechnungsfaktor nur dann sinnvoll ist, wenn die Randbedingungen klar definiert sind. Für 400 ppm ergibt sich bei 3 % Prüfkammer- CO_2 ein Gesamtfaktor von 2,75. Für 500 ppm ergibt sich ein Gesamtfaktor von ~3,1. Damit liegt ein plausibler zukünftiger Umrechnungsfaktor nahe 3,0. Wird dagegen mit heutigen oder optimistischen CO_2 -Annahmen gerechnet, erscheinen Werte zwischen etwa 2,7 und 2,9 nachvollziehbar.

Die Nachbehandlung hat in der hier verwendeten Modelllogik einen noch stärkeren Einfluss als die CO_2 -Erhöhung von 400 auf 500 ppm. Der Wechsel von 3 auf 7 Tage reduziert die Tiefe um 21,4 %. Dieser Effekt ist deshalb kritisch, weil der Einfluss der Nachbehandlungsannahme zwar bekannt ist,

aber im Kontext der beiden EN 12390 Prüfungen und der jetzigen Umrechnungen nicht explizit beachtet wird – im Gegensatz zum CO_2 -Faktor. Für eine belastbare Umrechnung muss daher eindeutig festgelegt werden, welche Nachbehandlung dem Modell zugrunde liegt und ob diese Annahme zur tatsächlichen Praxis passt. Hier erscheint die apriori-Modelannahme von 7 Tagen im Modell von Greve-Dierfeld & Gehlen großzügig. Eine Möglichkeit wäre die Unterscheidung der Annahmen für 50 und 100 Jahre, sodass für 100 Jahre generell die höchste Ausführungsklasse (höhere Anforderung an die Nachbehandlung) angewendet wird.

Für die Planung bedeutet dies, dass beschleunigte Karbonatisierungsgeschwindigkeit nicht isoliert bewertet werden sollten, sondern abhängig von Exposition und erwarteter Lebensdauer verstanden werden müssen. Ein Beton mit $k_{acc} = 1,0 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$ erscheint in den betrachteten Szenarien weitgehend robust. Bei $k_{acc} = 1,5 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$ können die Karbonatisierungstiefen für XC3 und XC4 bereits die normativen Grenzen im Bezug auf die Mindestbetondeckung erreichen. Bei $k_{acc} = 2,0 \text{ mm}/\sqrt{\text{Tag}}$ zeigt sich ein deutlich kritischeres Bild, da hier nach etwa der Hälfte der geplanten Lebensdauer die Mindestbetondeckung überschritten wird. Diese Einteilung ist für performancebasierte Dauerhaftigkeitskonzepte wesentlich, da sie grob das derzeit diskutierte ERC-Konzept mit Widerstandsklassen anhand von höchstzulässigen Karbonatisierungsgeschwindigkeiten abbilden [9]. Das ERC-Konzept sieht eine Einteilung von Betonen anhand ihrer charakteristischen Karbonatisierungsgeschwindigkeit vor.

Ein weiterer Punkt betrifft die Verwendung des Faktors k_a . Wenn die CO_2 -Konzentration bereits über die Transformation von K_{acc} nach K_{nac} berücksichtigt wird, darf k_a nicht nochmals relativ zu 400 ppm angesetzt werden. Für eine konsistente Anwendung muss daher entschieden werden, ob CO_2 im Transformationsfaktor oder im Lebensdauermodell berücksichtigt wird.

Die vorliegenden Ergebnisse sind als Sensitivitätsanalyse zu verstehen. Die endgültige Festlegung eines österreichischen Umrechnungsfaktors sollte auf der statistischen Auswertung aller Projektdaten beruhen. Dabei sind Bindemitteltyp, Klinkergehalt, reaktives CaO , Wasser-Bindemittel-Verhältnis, Festigkeit, Porenstruktur und Saisonalität der natürlichen Auslagerung zu berücksichtigen. Erst diese

Auswertung kann zeigen, ob ein einheitlicher Faktor ausreicht oder ob materialabhängige Korrekturen erforderlich sind.

7 Zusammenfassung

Die Untersuchung zeigt, dass die Umrechnung von beschleunigter zu „natürlicher“ Karbonatisierungsgeschwindigkeit bei 3 % CO₂-Konzentration während der Schnellprüfung sensitiv gegenüber CO₂-Szenario, Korrekturfaktor und Nachbehandlung ist. Für 400 ppm ergibt sich ein Gesamtfaktor $a \cdot b \cdot c$ von 2,75; für 500 ppm steigt der Faktor auf ~3,1. Der Unterschied beträgt 11,7 % und führt über 50 bis 100 Jahre zu mehreren Millimetern (~2-5mm) zusätzlicher Karbonatisierungstiefe, welche großteils noch das Vorhaltemaß von 5mm laut ÖNORM B 1992-1-1:2018 einhalten.

Die Nachbehandlung von 7 statt 3 Tagen reduziert die berechnete Tiefe um 21,4 %. Dieser Einfluss ist größer als der CO₂-Unterschied zwischen 400 und 500 ppm. Für die Praxis folgt daraus, dass ein Umrechnungsfaktor nur zusammen mit der zugrunde gelegten Nachbehandlung, CO₂-Annahme und c-Faktor-Herleitung angegeben werden sollte. Für Österreich erscheint ein Faktor nahe 3,0 unter künftig erhöhter atmosphärischer CO₂-Konzentration technisch plausibel. Eine endgültige Empfehlung sollte jedoch auf der vollständigen Auswertung der NÖB-Daten und Verwendung bereits veröffentlichter Daten beruhen.

8 Literatur

- [1] Austrian Standards International. ÖNORM EN 12390-12:2020-03-01, *Prüfung von Festbeton – Teil 12: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton – Beschleunigtes Karbonatisierungsverfahren*. Wien: Austrian Standards International, 2020.
- [2] Austrian Standards International. ÖNORM EN 12390-10:2019, *Prüfung von Festbeton – Teil 10: Bestimmung des Karbonatisierungswiderstandes von Beton bei atmosphärischer Konzentration von Kohlendioxid*. Wien: Austrian Standards International, 2019.
- [3] Hohmann, K.; Juhart, J.: *Karbonatisierungsgeschwindigkeit und Klimawandel – Vorschlag für die zukunftsichere Berechnung der Karbonatisierungstiefe bei erhöhter atmosphärischer CO₂-Konzentration*. Grazer Betonkolloquium 2024.
- [4] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA). SIA 262:2025 / SN 505 262, *Betonbau*. Zürich: SIA, 2025.
- [5] Hunkeler, F.; Lammar, L. *Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen*. Forschungsauftrag AGB 2008/012 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), Bericht Nr. 649, Bundesamt für Straßen / VSS, November 2012
- [6] Hunkeler, F. Swiss requirements for the carbonation resistance of concrete for the exposure classes XC3, XC4 and XD1. In: Jones, M. R. et al. (Hrsg.): *9th International Concrete Conference 2016: Environment, Efficiency and Economic Challenges for Concrete*, University of Dundee – Concrete Technology Unit, Dundee, 4–6 July 2016, S. 891–903
- [7] Greve-Dierfeld, S.; Gehlen, C.: *Performance-based durability design, carbonation, part 3: PSF approach and a proposal for the revision of deemed-to-satisfy rules*. Structural Concrete 17, 718–728, 2016.
- [8] ÖNORM B 1992-1-1:2018: *Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Wien: Austrian Standards International, 2018.
- [9] CEN/TC 104/SC 1/WG 1 N 489: *Exposure Resistance Class Concrete - Background, information and examples*, Working Draft. 2026

Eine kritische Bewertung eines Umrechnungsfaktors von beschleunigter zu „natürlicher“
Karbonatisierungsgeschwindigkeit

Tübbingversuche mit nachhaltiger Basaltbewehrung

Alexandros Evangelatos, Kirolos Louies, Robert Galler

Lehrstuhl für Subsurface Engineering, Montanuniversität Leoben, Österreich

KURZFASSUNG:

Der Beitrag untersucht basaltbewehrte Tübbinge entlang eines mehrstufigen Versuchspfads, von der Materialcharakterisierung der Basaltprodukte über Betonbiegebalken bis zu Tübbingversuchen, und passt die Prüfansätze an basalttypische Eigenschaften an. Zugversuche zeigen eine Dehnratenempfindlichkeit, eine vergleichsweise geringe Scherfestigkeit sowie deutliche Verbundgewinne durch schraubenartige oder besandete Oberflächen. Im Tübbingversuch verhält sich Stahlbeton steifer und bilinear mit Fließbeginn einzelner Stäbe, während basaltbewehrte Segmente nahezu linear bleiben. Die maximale Basaltstabfestigkeit wurde nicht erreicht. Extrapolationen weisen jedoch auf mögliche Vorteile basaltbewehrter Segmente in dieser Ausführung bei sehr großen Verformungen hin. Insgesamt liefern die Ergebnisse Hinweise für verbesserte Verbundoberflächen und scherkritische Details für gewinkelte 3D-Bewehrungsformen aus Basalt und zeigen das Potenzial einer leichten Basaltbewehrung mit unter 50 kg pro Tübbing.

1 Einleitung

Tunnelbauwerke sind zentrale Elemente moderner Infrastrukturnetze. Das Wachstum internationaler Metropolen steigert den Bedarf an unterirdischen Verkehrsverbindungen, etwa für den Ausbau von U-Bahn-Systemen, während zugleich überregional leistungsfähige Verbindungsachsen entstehen.

Als kritische Infrastrukturen fungieren Tunnel oft als Engpässe wichtiger Handels- und Verkehrsrouten. Planung und Ausführung erfordern daher hohe Präzision, lange Vorlaufzeiten und große Dauerhaftigkeit, Nutzungsdauern bis zu 150 Jahren sind üblich [1]. Entsprechend dominieren statisch konservative, teils überdimensionierte Auslegungen, die Robustheit und Lebensdauer erhöhen. Im Segmenttunnelbau gilt weiterhin der massive Stahlbetontübbing als Stand der Technik.

1.1 Problemstellung

Mit der wachsenden Bedeutung massiver Infrastrukturbauwerke rückt ihre ökologische Bewertung in den Fokus. Haupttreiber der Emissionen sind Zement und Stahl. Trotz Fortschritten bei emissionsärmeren Zementen und Ersatzstoffen bleibt der CO₂-

Fußabdruck von Stahlbeton hoch. Auch die Dekarbonisierung der Stahlproduktion kommt voran, jedoch bisher mit begrenzten Kapazitäten. [2]

Ein wirksamer Hebel ist der Ersatz bzw. die Reduktion konventioneller Stabstahlbewehrung durch nachhaltigere Materialien, insbesondere bei hoch bewehrten Bauteilen. Beispielhaft werden allein in Sohlübbingen des Brenner Basistunnels etwa 105 kg/m³ Bewehrung verwendet [3]. Bei rund 1.980 kg-CO₂/t für Baustahl kann der Emissionsbeitrag der Bewehrung dort mit jenem von Zement (576 kg-CO₂/t) vergleichbar sein [4]. In der Tübbingserienfertigung können aufgrund der hohen Stückzahlen schon kleine Materialsubstitutionen zu spürbaren Gesamteinsparungen führen.

Als Alternative werden Faserbetone seit Jahren bereits eingesetzt. Zunehmend wird international insbesondere auf Stahlfaserbeton im Tübbingbau gesetzt. Neben einer möglichen Reduktion des klassischen Bewehrungsstahls bieten sie ein deutlich duktileres Tragverhalten infolge der homogenen Faserverteilung. Dies wirkt sich insbesondere in Kanten- und Eckbereichen vorteilhaft aus, da dort bei Stahlbetontübbingen spröde Abplatzungen bis zur freiliegenden Bewehrung auftreten können. In der Praxis

führen solche Schäden zu nachträglichen Sanierungsaufwänden. Allein am Brenner Basistunnel wurden Schäden an etwa 50 % der eingebauten Stahlbetonringe berichtet, wovon viele nachträglich instandgesetzt werden mussten [5]. Zusätzlich sinken Aufwand in der Fertigung sowie für den Transport.

Gleichzeitig sind faserbasierte Lösungen begrenzt. Höhere Tragfähigkeiten erfordern höhere Fasergehalte, die wiederum die Verarbeitbarkeit beeinträchtigen. In der Praxis liegen typische Stahlfasergehalte daher häufig im Bereich von etwa 30 bis maximal 60 kg/m³ [6]. Für geologisch anspruchsvolle Bereiche, in denen schwere, hoch bewehrte Tübbinge mit üblichen 150 kg/m³ Stabstahl erforderlich sind, reicht die Tragfähigkeit reiner Stahlfaserlösungen bei gleicher Tübbinggeometrie unter Umständen nicht aus. Daher können hybride Systeme eingesetzt werden, bei denen ein reduzierter Stabstahlkorb mit Stahlfaserbeton kombiniert wird. Weiterführend werden auch Konzepte zur gezielten Faserausrichtung sowie der Einsatz zusätzlicher Mikrostahtfasern untersucht [7]. Diese Ansätze reduzieren jedoch den emissionsintensiven Stahl nur teilweise.

Vor diesem Hintergrund rücken nichtmetallische Textilbewehrungen in den Fokus, darunter Fasern aus Carbon, Glas, Aramid und Basalt. Basaltfasern werden zunehmend als attraktiver Stahlersatz diskutiert, insbesondere aufgrund ihres vergleichsweise geringen Emissionsprofils in der Herstellung [8]. Darüber hinaus besitzen sie eine hohe Zugfestigkeit bei niedriger Dichte, einen hohen Schmelzpunkt und sind nicht leitfähig. Abbildung 1 (KI-generiert) zeigt typische Produkte aus Basaltfasern, vom Faserbündel am Roving zu Makrofaser, Geogrids und Faserverbundkunststoffen in Stabform (BFRP).



Abbildung 1 Typische Basaltfaserprodukte

Zur Erhöhung der Verbund- und Formstabilität werden auch Basaltfasern mit Harz imprägniert. Vor der vollständigen Aushärtung lassen sich die flexiblen

Bündel zu unterschiedlichen Geometrien verarbeiten. In Kombination mit Fertigungstechniken der Textilindustrie ermöglicht dies auch für komplexe Bauteilgeometrien die automatisierte Herstellung dreidimensionaler Bewehrungsstrukturen sowie eine trajektoriengeordnete Bewehrungsführung zur Maximierung der Materialeffizienz.

1.2 Zielsetzung und Aufbau

In Kooperation mit einem Unternehmen, das Basaltfasern zu Bewehrungen für Betonfertigteile verarbeitet, wurden im Rahmen mehrerer Projekte experimentelle Untersuchungsreihen gestartet. Ziel ist die Überführung von Basaltbewehrungen in die Serienfertigung, insbesondere für Tübbinge. Der Beitrag bündelt die Meilensteine: Zugversuche zur Materialcharakterisierung der Basaltfasern, Biegeversuche an basaltbewehrten Betonbalken zur Bewertung von Tragverhalten und Rissbildung sowie Bauteilversuche an basaltbewehrten Tübbingsegmenten unter typischen Beanspruchungen. Begleitende Berechnungen, Bemessungsansätze und numerische Simulationen werden hier nicht behandelt und sind Gegenstand separater Arbeiten.

2 Methodik der Laborversuche

Basaltfaserrovings bestehen aus Bündeln endloser Einzelfilamente mit einem Durchmesser von etwa 17 µm und werden häufig in 2.400 tex (g/km) geliefert. Zur besseren Verarbeitbarkeit erhalten die Filamente beim Ziehen eine <1 µm dünne Schlichte, die Schutz-, Schmier- und Haftvermittlerfunktionen übernimmt. Für die gewünschte Verbundwirkung der Einzelfasern sowie zum Schutze vor dem alkalischen Betonmilieu werden diese mit einem Harz, meist auf Epoxidbasis, imprägniert. Auf derselben Basis sind Gittergewebe und Stäbe als Vielfaches der beharzten Bündel verfügbar.

Für den Einsatz im Beton sind neben der Betonzusammensetzung die herstellereigenen Kennwerte maßgeblich. Häufig wird eine maximale Zugfestigkeit angegeben, die jedoch nicht als charakteristischer Bemessungswert zu verstehen ist. Da derzeit keine einheitlichen Prüfnormen oder verbindlichen Deklarationsvorschriften für textile Bewehrungen existieren, sind Herstellerangaben nur eingeschränkt vergleichbar. Daher sollten die verwendeten Materialkennwerte stets kritisch hinterfragt und im Kontext der jeweiligen Prüfmethodik sowie

der Herstellerangaben interpretiert werden. Details zur Schlichte bleiben meist betriebsintern, während Angaben zu Imprägnierung und Harzanteil teilweise vorliegen. Bei Basaltstäben finden sich in der Regel Zugfestigkeit, E-Modul, Bruchdehnung und Wärmeausdehnungskoeffizient, belastbare Kriterien zu Verbund und Dauerhaftigkeit sind nur selten enthalten.

Vor diesem Hintergrund wurden im Projekt die maßgebenden Materialparameter von Fasern und Stäben sowie deren Verbund im Beton systematisch charakterisiert. Zwar existieren zahlreiche Studien, die Produktheterogenität zwischen Herstellern verhindert jedoch eine direkte Vergleichbarkeit und Übertragbarkeit der Ergebnisse.

2.1 Zugversuche

Allgemein existieren bereits zahlreiche baupraktisch relevante Regelwerke zur nichtmetallischen Bewehrung und deren Prüfung. Das *fib* Bulletin 40 [9] behandelt zwar nicht explizit Basaltfasern, jedoch verwandte Produkte wie Glasfaserstäbe. Im deutschsprachigen Raum liegen ein Sachstandsbericht der Österreichischen Bautechnik Vereinigung [10] und eine Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [11] mit Fokus auf Stäbe und Grids vor. Auch ein amerikanisches Regelwerk [12] regelt die Anwendung nichtmetallischer Bewehrung und liefert Bemessungsansätze. Als zentrales Normdokument gilt die ISO 10406-1 [13], die Versuchsaufbauten für Faserverbundstäbe und -grids detailliert festlegt, ohne Basaltfasern gesondert zu adressieren. Entsprechend sind auch Basalt-Produkte in Form von Faserverbundwerkstoffen wie Stäbe und Grids, sowie Kurzfasern ausgelegt. Die Produktdatenblätter geben dann Werte beispielsweise zur Zugfestigkeit an, welche häufig auf Prüfverfahren der genannten ISO beruhen. Die in dieser Arbeit verwendeten Stäbe wurden zusätzlich im Rahmen eines Gemeinschaftsprojekts an der BOKU Wien geprüft, einschließlich Zug-, Auszug- und Scherversuchen.

2.1.1 Zugversuche an Basaltfaserbündel

Rovings sowie gewickelte, getränkte Fabrikate sind für den Einsatz als Betonbewehrung normativ nicht abschließend geregelt. Materialcharakterisierungen erfolgen daher in Anlehnung an textile Normen oder angepasst an Prüfkonzepte für Faserverbundstäbe.

Dabei ist zwischen Versuchen mit und ohne Tränkung zu unterscheiden. Etwa werden trockene Rovings nicht direkt geklemmt, um Vorschädigungen zu vermeiden. In dieser Arbeit wurden Zugversuche gemäß ISO 3341 [14] durchgeführt. Basaltfasern sind in der DIN EN 14020-2 [15], welche zur Klassifizierung auf die ISO 2078 [16] verweist, als Textilglasrovings definiert. Dieser Teil 2 gibt ebenfalls die ISO 3341 zur Zugfestigkeitsbestimmung an. Abbildung 2 zeigt den in Anlehnung an diese Richtlinie realisierten Versuchsaufbau zur Durchführung von Zugversuchen an unbeharzten Basaltfaserrovings. Links eine Aufnahme bei bereits gerissenen Basaltfasern sowie rechts die Vorgabe laut ISO 3341.

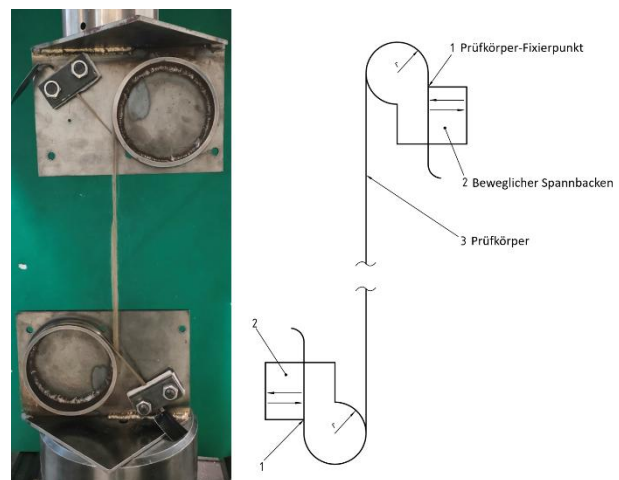


Abbildung 2 Angefertigte Zugversuchsanlage in Anlehnung an ISO 3341 [14]

Die prüftechnische Wegregelung und Prüfgeschwindigkeit betrug 1,5 mm/min und liegt damit deutlich unter den für Textilien nach ISO 3341 üblichen 200 mm/min, jedoch im Bereich bewehrungsrelevanter Vorgaben nach ISO 10406-1 [13] und nahe Literaturwerten für textile Betonbewehrungen mit 1,2 mm/min [17].

2.1.2 Ergebnisse Materialcharakteristika

Tabelle 1 fasst die im Rahmen dieser Untersuchungen relevanten Kennwerte zusammen. Trockene Rovings wurden mit der beschriebenen Vorrichtung geprüft, die harzprägnierten Bündel charakterisierte eine externe Prüfstelle in Anlehnung an ein Regelwerk für Carbon-Faserverbundzugversuche ASTM D4018 [18]. Zug-, Auszug- und Scherversuche an Basaltstäben wurden durch Projektpartner der BOKU Wien ergänzt [19].

Tabelle 1 Festigkeiten unterschiedlicher Basaltprodukte

Festigkeit	Basaltart	Stab- ϕ / tex	f_m [N/mm ²]	E [GPa]
Zug	Fasern unbeharzt	2400 tex	920	50,1
	Fasern beharzt*	2400 tex	1150	37,4
	Stab**	12 mm	950	55,7
Scherung	Stab**	12 mm	136 (τ)	-
Verbund	Stab**	12 mm	9,2 (τ)	-

* Externe Prüfanstalt nach [18]

** Projektpartner BOKU Wien [19]

2.2 Biegetragverhalten

Aufbauend auf validierte Vorversuche zur Korrelation zwischen Klein- und Großversuchen mit Basaltfaserbeton wurden erneut Standardbiegebalken geprüft. Die Geometrie folgt der ÖNORM EN 12390-5 [20] in 4-Punkt-Biegeanordnung, um Scherversagen bei den schubschwächeren Basaltprodukten zu vermeiden. Die Prüfkörper maßen 550 × 150 × 150 mm. Die Mischung basiert auf der Tübbingrezeptur (Tabelle 2), aufgrund feiner Wickelstrukturen wurde der Anteil des Größtkorns 16 mm (8/16) reduziert und auf kleinere Fraktionen (0/4, 4/8) umgelegt. Die Proben lagerten zur normgerechten Aushärtung im Wasser und wurden nach 28 Tagen geprüft [21].

Tabelle 2 Rezeptur für Betonbiegebalken (BB) in Anlehnung an die Tübbingrezeptur

Beton	Klasse	Wasser [kg/m ³]	Zement [kg/m ³]	W/Z	Zuschlag [kg/m ³]
Tübbing	C 35/45	170	400	0,43	1855
BB	C 35/45	155	330	0,47	1845

Zur zusätzlichen Charakterisierung wurden basalt- und stahlbewehrte Vergleichsbalken mit 2,5 cm Betonüberdeckung ausgeführt (vgl. Tab. 3). Die Bewehrung lag symmetrisch in den unteren Ecken. Unterschiedliche Wickelkonzepte und Oberflächen, mit zusätzlichem schraubenartig umlaufendem Strang (gerödelt), oder Besandung, wurden erprobt. Für die Wicklungen wurde eine mit den Stäben identische tex-Menge im Querschnitt umgesetzt. Die Tränkung erfolgte dabei vor der robotischen Ablage. Die Konfigurationen sind in Tabelle 3 zusammengefasst [22]. Zur Auswertung wurden Kennwerte aus Last-Durchbiegungs- sowie Rissverhalten herangezogen.

Die Ergebnisse wurden mit den Materialcharakterisierungen abgeglichen und analytisch verifiziert. Tabelle 4 zeigt die Übereinstimmung zwischen Zugversuchen und aus den Biegebalken über die Biegezugfestigkeit rückgerechnete Zugfestigkeit.

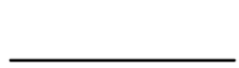
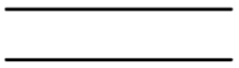
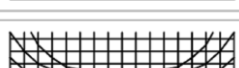
Tabelle 4 Gegenüberstellung der Zugfestigkeiten Basaltfaserwerkstoffe aus Laborversuchen

Bezeichnung	Stab- ϕ / tex	Zugversuch f_m [N/mm ²]	Biegeversuch f_m [N/mm ²]
Roving beharzt	9600 tex	928*	973
Basaltstab	8 mm	1065**	576 ⁺
Basaltstab	12 mm	950**	610 ⁺

*Mindestwerte aufgrund Betonversagen

Die Ergebnisse wurden im Rahmen eines Forschungsprojekts umfassend ausgewertet, die vollständige Darstellung ist dem Projekt-Endbericht zu entnehmen [22]. Zusammenfassend konnten fertigungstechnische Parameter der 3D-Basaltbewehrung und deren Grenzen, wie minimale Biegeradien aufgrund der geringen Scherfestigkeit, identifiziert

Tabelle 3 Versuchsübersicht Betonbiegebalken mit variierender Ausführung der Basaltbewehrung [22]

Produktart	Verbund	Auslegung	Querschnitt	Seitliche Ansicht	Draufsicht
Stäbe	besandet/gerödelt	2 x ϕ 8/12 mm			
Geogrid	gerade	4800 tex / 30 mm			
Roving	gerade/gerödelt	2 x 8 x 4800 tex			
Roving Fachwerk	gerade	2 x 8 x 4800 tex			
Roving Fächerung	gerade/gerödelt	2 x 8 x 4800 tex			

sowie Maßnahmen zur Erhöhung der Verbundfestigkeit und der Systemsteifigkeit abgeleitet werden. Darauf aufbauend konnte die Dimensionierung der Basaltbewehrung für die Tübbinge erfolgen (siehe Kapitel 3.1). Aufgrund des Bogenverhaltens und der differierenden Last- und Spannungsverteilung sind leichte Abweichungen gegenüber den Biegebalken zu erwarten. Korrelationsanalysen und mögliche Anpassungen der Laborgeometrie sind nicht Teil dieser Arbeit.

3 Tübbingversuche

Die Versuche wurden am 1:1-Tübbingprüfstand der Montanuniversität Leoben durchgeführt (Abbildung 3). Die Versuchsanordnung bildet einen Scheiteldruck- bzw. Dreipunkt-Biegeversuch ab, wobei zwei hydraulische Vertikalzylinder die Last über Zugstangen in ein 34 cm breites Querhaupt einleiten, wodurch am Scheitel eine über die Segmentbreite gleichmäßig verteilte schmale Flächenlast aufgebracht wird. Der Tübbing ist beidseitig über geometriespezifische Tübbingschuhe an die Auflager gekoppelt, welche eine Rotation am Segmentende erlauben. Ein Auflager ist fest ausgeführt, das gegenüberliegende ist über Gleitflächen horizontal verschieblich und kann über zwei hydraulische Zylinder zusätzlich horizontal belastet werden.



Abbildung 3 Tübbingprüfstand der Montanuniversität

Für die Versuchsinterpretation ist wesentlich, dass der Prüfstand unterschiedliche statische Randbedingungen abbilden kann. Wird das bewegliche Auflager gesperrt, resultiert ein Randzustand, der einer idealisierten vollständigen Einspannung im Tübbingring nahekkommt. Unter den hohen Normalkräften können entsprechend dem Momenten-Normalkraft-Zusammenhang deutlich höhere Vertikallasten bzw. Biegemomente aufgenommen werden. Bei beweglich geschalteter Auflagerung kann der Versuch kraftgeregelt mit einer konstanten horizontalen

Druckkraft betrieben werden. Hierfür werden typischerweise 500 kN (moderate Einspannung) bzw. 1.000 kN (hohe Einspannung) angesetzt, wodurch die Tragfähigkeit infolge erhöhter Normalkraft zunimmt. Als konservativer Grenzfall kann, wie auch in der vorliegenden Untersuchung, das Auflager nahezu frei beweglich geführt werden, wobei aus regelungstechnischen Gründen lediglich eine geringe horizontale Kraft von etwa 80 kN vorgegeben wird. Dieser Zustand entspricht dem pessimistischen Fall ohne nennenswerte horizontale Konfinierung. Die gewählte Krafteinleitung über eine einzelne Linienlast in Segmentmitte stellt gegenüber verteilten Belastungssystemen zusätzlich einen konservativen Lastfall mit hoher Spannungskonzentration und maximalen Biegemomenten dar. Für die Auswertung werden Kräfte (Kraftmesszellen), Zylinderwege, Verformungen (Seilzug- und LVDT-Sensorik), Dehnmessstreifen zur Erstrissdetektion sowie Photogrammetrie (DIC) zur Bestimmung von Rissöffnung und Rissfortschritt erfasst. [23]

3.1 Bewehrungsauslegung

Für die Bemessung und Auslegung der Biegebewehrung aus Basalt wurde der Grenzzustand der Tragfähigkeit ausgesucht (GZT) um eine Vergleichbarkeit des Verhaltens bis zur maximalen Tragfähigkeit zu ermöglichen. Hierfür wurde die mittlere maximale Vertikalkraft aus drei Stahlbetontübbingversuchen vorhandener Versuchsreihen am Lehrstuhl mit identischer Tübbinggeometrie und Rezeptur als Ausgangspunkt genommen. Mit dieser wurde anschließend die erforderliche Anzahl an Basalt-Bewehrungsstäben berechnet. Für die Versuchsauslegung wurden keine Bemessungswerte, demnach keine Sicherheitsbeiwerte, sondern reine Versuchsergebnisse verwendet.

Aus der Vertikalkraft wurde nach [23] das effektive Biegemoment am Tübbingscheitel mit 650 kNm berechnet. Über den Ansatz des Hebelarms erhält man die erforderliche Zugkraft der Bewehrung. Wie in Gleichung (1) angegeben wurde für den Hebelarm das z 0,9-Fache der effektiven Höhe h_{eff} angenommen.

$$z = 0,9 \cdot h_{eff} = 0,9 \cdot \left(h - \ddot{u}_B - \frac{d_B}{2} \right) \quad (1)$$

hBauteilhöhe

$\ddot{u}_B$Betonüberdeckung

d_BBewehrungsdurchmesser

Die im Versuch entsprechend auftretende Zugkraft T , welche von der innenseitig liegenden Biegebewehrung getragen wurde, errechnet sich über das Moment M mit der Gleichung $T = \frac{M}{z}$.

Da aufgrund ausführlicher Versuchsreihen an Basaltstäben im Rahmen des gemeinsamen Forschungsprojektes von der BOKU Wien durchschnittlich bis zu 10 % geringere Zugfestigkeiten als in den Datenblättern angegeben anfielen, wurde hinsichtlich der in den Tübbing eingesetzten Basaltstäben eine von den Datenblättern ebenfalls um 10 % geringere Zugfestigkeit σ_m mit 950 N/mm² für Basaltstäbe mit 12 mm Durchmesser angenommen. Die erforderliche Bewehrungsfläche ergibt sich dann mit $A_{erf} = \frac{\sigma_m}{T}$ und beträgt im vorliegenden Fall 2.470 mm². Für den gewählten einheitlichen Stabdurchmesser von 12 mm sind somit 22 Stäbe als Biegebewehrung notwendig.

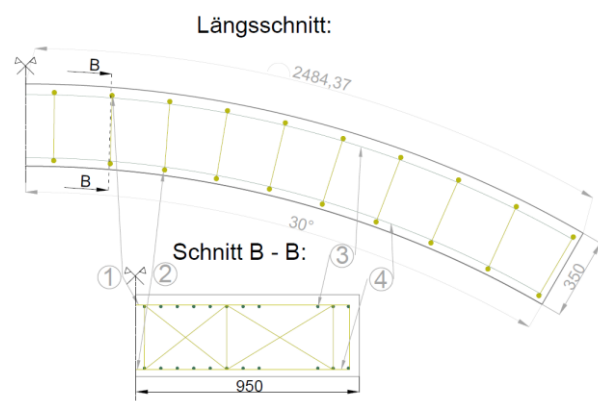


Abbildung 4 Tübbingbewehrung aus Basalt

In Abbildung 4 ist im Längs- sowie Querschnitt die Anordnung der Basaltbewehrung dargestellt. Diese ähnelt aufgrund von vorgegebenen Ausnehmungen in der Tübbingschalung stark jener aus Stahlbeton, welche in der Dissertation [23] beschrieben wird. Für den strukturellen Zusammenhalt der Biegebewehrung bzw. der einzelnen Basaltstäbe wurden 20 gewinkelte Bügelbewehrungen (1 und 2) aus getränkten Basaltfaserbündeln mit 9.600 tex vollautomatisiert hergestellt, welche über ein Klippsystem

im Abstand von etwa 25 cm fest mit den Stäben verbunden wurde. Somit konnte eine Formstabile 3D-Bewehrung im Stecksystem hergestellt werden. Die 12 mm Basaltstäbe (3 und 4) wurden an der Tübbingaußenseite mit etwa 4,9 m und an der Innenseite mit 4,6 m Länge eingebaut.

Um ein möglichst gutes Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung zu erzielen, wurden gerippte Basaltstäbe verwendet. Die Oberflächenprofilierung verbessert die mechanische Verzahnung zwischen Beton und Basaltbewehrung und unterstützt dadurch die Kraftübertragung.

Die Betonrezeptur wurde in Anlehnung an die ursprüngliche Rezeptur der Stahlbetontübbinge ausgeführt (siehe Tabelle 2). Es handelt sich dabei um einen C35/45 mit GK 16 und einen typischen gezielt erhöhten Feinkornanteil, um den Dichtigkeitsanforderungen zu entsprechen. Um im Rahmen des gemeinsamen Forschungsprojekts einen weiteren Schritt zur Umsetzung multipler Nachhaltigkeitsansätze bei der Herstellung der Tübbinge zu gehen, wurde der Gesteinskörnungsanteil zu 50 % durch rezyklierte Zuschlagstoffe ersetzt. Aus Vorversuchen im Labormaßstab konnte sichergestellt werden, dass der Austausch der Zuschlagstoffe zu keiner Veränderung der maßgebenden Betoneigenschaften führte.

3.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung wurde ident mit jenen Tübbingversuchen aus Stahlbeton gehalten, um den möglichen Vergleich gewährleisten zu können. Die Steigerung der Vertikalkraft erfolgte in Stufen, beginnend mit 20 kN Schritten, aufgebracht innerhalb von 100 s. Nach jeder Stufe erfolgte eine 30 s lange Pause bzw. ein Halten der Hydraulik, innerhalb welcher die DIC ohne vertikale Verformungen erfolgen konnte, womit die entlang einer Schiene fahrende Kamera eine verformungsfreie Gesamtaufnahme für die präzise Auswertung des Rissbildes ermöglicht wird. Abbildung 5 zeigt eine Einzelaufnahme einer Tübbingstirnfläche mit Rissverteilung am Versuchsende. Mittels DIC können Risse auch hinter der Zugstange erfasst werden. Für die vorliegende Auswertung wird der Verlauf der Durchbiegung des Tübbingscheitels in der Mitte über die Seilzugsensoren gemittelt. Sämtliche Tübbingversuche erfolgten nach 28 Tagen Betonaushärtung.



Abbildung 6 Aufnahme einer Tübbingseite mit Basaltbewehrung zur Darstellung der Rissverteilung

4 Ergebnisse und Diskussion

Nachfolgend werden die Ergebnisse der im Zuge des Forschungsprojektes durchgeführten Versuche mit Basaltstäben bewehrten Tübbinge vorgestellt. Die für den Vergleich der Tragfähigkeit gewählte Tübbingversuch mit Stahlbetonbewehrung entstammt der Dissertation *Gehwolf* [23]. Zur Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten und dem differentiellen Verformungsverhalten werden die Ergebnisse in Abbildung 6 dargestellt. Die vertikale Krafteinleitung an der Tübbingmitte wird hierbei der vertikalen Verformung des Tübbings ebenfalls in vertikaler Richtung gegenübergestellt.

Auffällig ist der nahezu konstante Rissbeginn bei etwa 150 kN vertikaler Last, der bei vergleichbaren Betonqualitäten nur gering von der Bewehrung beeinflusst wird. Der Stahlbetontübbing zeigt ein deutlich steiferes Verhalten. Der Stahl trägt im elastischen Bereich zunehmend, es bilden sich fortschreitend Risse an der Innenschale parallel zur Längsfuge. Ab etwa 460 kN setzt das Fließen einzelner Stäbe ein, woraufhin die Durchbiegung stark

zunimmt. Die Versuche wurden bei circa 60 mm aufgrund des Prüfstandhubs beendet. Insgesamt ergeben sich drei Verformungsphasen: Rissbeginn, Übergang mit Rissbildung und elastischer Stahldehnung sowie der Bereich des Stahlfließens.

Das in Abbildung 6 gezeigte Verformungsverhalten der basaltbewehrten Tübbinge unterscheidet sich aufgrund des linear-elastischen, bis zum abrupten Faserbruch reichenden Materialverhaltens der Basaltstäbe. Der erste basaltbewehrte Tübbing erreichte aufgrund geringeren Wassergehalts und höherer 28-Tage-Festigkeit die höchste Tragfähigkeit. Dem Beton wurden rezyklierte Zuschläge beige-mischt, nach zu hoch angenommener Feststofffeuchte der ersten Charge wurde diese ab der zweiten Charge korrekt eingestellt.

Bis zum Rissbeginn bei ca. 150 kN dominiert die Betonzugfestigkeit. Anschließend erfolgt ein kontinuierlicher Übergang zur vollständigen Zugspannungsaufnahme durch die Basaltbewehrung. Aufgrund der Bauteilgröße und der homogenen Rissverteilung verläuft dieser Übergang mit geringen

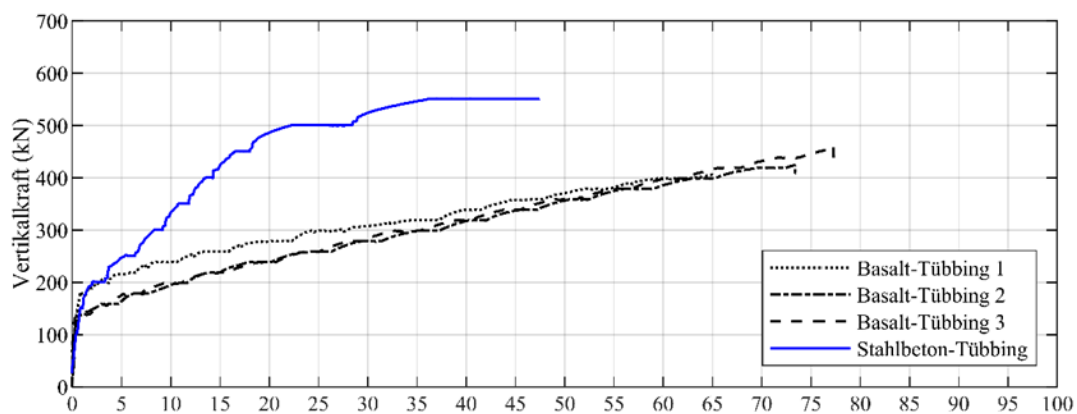


Abbildung 5 Kraft-Durchbiegungs-Diagramm der basaltbewehrten Tübbinge im Vergleich zu einem Stahlbetontübbing

Abweichungen, sodass das Kraft-Durchbiegungs-Diagramm näherungsweise bilinear ist und in einen linearen Basaltzweig übergeht. Demgegenüber zeigen kleinere Prüfkörper (Betonbiegebalken) einen ausgeprägten, sprunghaften Übergang infolge inhomogener Rissbildung. Die Versuche wurden bei etwa 65 mm Durchbiegung aufgrund des begrenzten Zylinderhubs beendet. An der Stirnfläche des basaltbewehrten Tübbings entstand ein mit Stahlbetontübbingen vergleichbares Rissbild. Während sich weder die Rissanzahl noch der Rissabstand des endgeprüften Tübbings signifikant unterschieden, traten Unterschiede in der Rissentwicklung auf. Aufgrund des geringeren Elastizitätsmoduls der Basaltbewehrung bildeten sich die Risse früher und erreichten bereits bei niedrigeren Laststufen größere Rissbreiten.

Im Anfangsbereich weisen Stahlbetontübbinge eine höhere Tragfähigkeit auf. Zum Zeitpunkt des Versuchsabbruchs (470 kN Vertikallast) lagen die berechneten Spannungen der Stahlbewehrung in Tübbingmitte mit rund 605 MPa nahe der Fließgrenze. Die Basaltbewehrung erreichte ihre maximale Tragfähigkeit im vorliegenden Versuchsaufbau hingegen nicht. Eine theoretische Extrapolation der Last-Verformungs-Zweige ergibt einen Schnittpunkt bei sehr großen Durchbiegungen von etwa 120 mm, ab dem die Basaltbewehrung rechnerisch überlegen wäre. Die vorliegende Betrachtung bezieht sich auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gilt gemäß ÖBV eine zulässige Rissbreite von 0,2 mm als Dichtigkeitsanforderung. Dieser Grenzwert wird von den basaltbewehrten Tübbingen bereits bei deutlich geringeren Vertikallasten erreicht, sodass die Gebrauchstauglichkeit vor der Tragfähigkeit maßgebend wird. Die Auswertung dieses Verhaltens ist Gegenstand weiterführender Publikationen.

5 Zusammenfassung

Die Arbeit untersucht basaltbewehrte Tübbinge entlang eines mehrstufigen Bewertungswegs: von der Materialcharakterisierung von Basaltfasern und Stäben über Verbund- und Biegeversuche an Betonbiegebalken bis zu drei Versuchen an Tübbingen. Die für unimprägnierte Basaltfasern relevanten Prüfansätze, die aus der Textilindustrie stammen, wurden angepasst und ein Vergleichsrahmen zu Stahlbewehrung geschaffen. Die Ergebnisse beleuchten die Dehnratenempfindlichkeit von Zugversuchen an unprägnierter Basaltfasern. Folglich sind Herstellerangaben zur Zugfestigkeit stets im Zusammenhang mit dem jeweiligen Prüfverfahren und den Randbedingungen zu interpretieren. Niedrige Prüfgeschwindigkeiten sind für strukturelle Anwendungen zweckmäßig, der E-Modul bleibt weitgehend unbeeinflusst. Die vergleichsweise geringe Scherfestigkeit erfordert angepasste Prüf- und Konstruktionskonzepte und ist insbesondere beim Wickeln zu berücksichtigen. Rauere bzw. besandete Oberflächen erhöhen den Verbund und wirken sich positiv auf das Trag- und Rissverhalten aus. Da die profilierten Basaltstäbe gegenüber Basaltroving ein deutlich besseres Verbundverhalten in den Biegebalkenversuchen aufwiesen, wurden diese für die Biegebewehrung der Tübbinge gewählt. Im Tübbingversuch zeigt Stahlbeton ein steiferes, bilinear geprägtes Verhalten, basaltbewehrte Segmente einen nahezu linearen Verlauf ab dem Betonriss. Die maximale Stabfestigkeit wurde nicht erreicht, Extrapolationen deuten bei sehr großen Verformungen von etwa 120 mm auf mögliche Vorteile hinsichtlich Tragfähigkeit basaltbewehrter Segmente hin. Insgesamt erweisen sich basaltbewehrte Tübbinge als technisch umsetzbar und zukunftsfähig, insbesondere hinsichtlich Nachhaltigkeit. Für die breite Implementierung sind jedoch standardisierte Klassifizierungen, verbundoptimierte Oberflächen, scherkritische Detaillösungen und eine auf Tübbinglasten optimierte Bewehrungsauslegung zur Erhöhung der Materialeffizienz erforderlich. Der vorliegende leichte, mit weniger als 50 kg basaltbewehrte Tübbing mit einfachem Steckbausystem unterstreicht das Potenzial.

6 Literatur

- [1] Hellmich, C., Pichler, B., Heissenberger, R. and Moritz, B.: *150 Jahre zuverlässige Eisenbahntunnel – Erweiterung der hybriden Methode zur langfristigen Sicherheitsbewertung*, Geomechanik und Tunnelbau, vol. 13, pp. 538 – 546, 2020
- [2] Waldl, G., Papsch, F.: *Roadmap zur CO₂-Neutralität der österreichischen Zementindustrie bis 2050*, BHM Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, vol. 167, pp. 342 – 348, 2022
- [3] Eberli, M., Bender, A.: *TBM-Tunnelvortrieb mit Einbau von Sohlübbingen und Stahlfaserspritzbeton*, Spritzbetontagung, Tunnelauskleidung mit Stahlfaserspritzbeton, pp. 132 – 146, 2021
- [4] Sauer, J.: *Ökologische Betrachtungen zur Nachhaltigkeit von Tunnelbauwerken der Verkehrsinfrastruktur*, Doktorarbeit, Technische Universität München, 2016
- [5] Mölgg, G.: *Analyse von Tübbingschäden bei Perlkieshinterfüllung*, Masterarbeit, Universität Innsbruck, 2025
- [6] Kühbacher, M.: *Faserbeton im Tunnelbau*, Dissertation, Montanuniversität Leoben, 2024
- [7] Medeghini, F.: *Steered Fiber Orientation and Targeted Material Placement*, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2026
- [8] Kromoser, B., Reichenbach, S., Stoiber, N., Preinstorfer, P., Huber, T.: *Potentiale von nichtmetallischer Bewehrung im Infrastruktur-Betonbau NIMETBEW*, VIF2019, Projektendbericht, 2022
- [9] *fib bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures*, technical report, International Federation for Structural Concrete, 2007
- [10] ÖBV: *Nichtmetallische Bewehrung*, Sachstand, Österreichische Bautechnik Vereinigung, 2024
- [11] DAfStb: *Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung*, DAfStb-Richtlinie, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2024
- [12] ACI 440.1R-15: *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars*, American Concrete Institute, Committee 440, 2015
- [13] ISO 10406-1: *Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods – Part 1: FRP bars and grids*, ISO, 2015
- [14] ISO 3341: *Textile glass- Yarns – Determination of breaking force and breaking elongation*, ISO, 2000
- [15] DIN EN 14020-2: *Verstärkungsfasern – Spezifikation für Textilglasrovings – Teil 2: Prüfverfahren und allgemeine Anforderungen*, DIN, 2003
- [16] ISO 2078: *Textile glass – Yarns – Designation*, ISO, 2022
- [17] Zhang, X., Wang, X., Peng, Z., Zhu, Z., Wu, Z.: *Parametric study on mechanical properties of basalt leno textile applied as concrete reinforcement*, Advances in Structural Engineering, vol. 25, pp. 48 – 62, 2021
- [18] ASTM D4018: *Standard Test Methods for Properties of Continuous Filament Carbon and Graphite Fiber Tows*, ASTM, 2017
- [19] ÖBV: *Green Infrastructures: CO₂-optimierte und ressourceneffiziente Weiße Wannen, Tunnelschalen und konstruktive Bauteile für den Tiefbau*, Forschungsendbericht 1, 2025
- [20] ÖNORM EN 12390-5: *Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*, Austrian Standards International, 2019
- [21] ÖNORM EN 12390-2: *Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*, Austrian Standards International, 2019
- [22] Evangelatos, A., Louies, K., Löschnauer, J., Galler, R.: *EbiT – Forschungsbericht: Endlos-basaltfaser als smarte Bewehrung im Tiefbau*, 2025
- [23] Gehwolf, P.: *Tragverhalten von Tübbingen im maschinellen Tunnelbau – Experimentelle und numerische Analyse*, Dissertation, Montanuniversität Leoben, 2018

Numerische Untersuchung der Momentenumlagerung in punktgestützten Vollplatten

Dipl.-Ing. Amir Skopljak, Prof. Dr. Dirk Schlicke
Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Punktgestützte Stahlbetondecken werden im Allgemeinen auf Basis linear elastisch ermittelter Schnittgrößen bemessen. In der konstruktiven Durchbildung wird außerdem oftmals eine Erhöhung der Feldbewehrung forciert. Hintergrund ist die ingenieurmäßige Annahme, dass die linear elastisch ermittelten Biegemomente infolge der Rissbildung vom Stützbereich in den Feldbereich umgelagert werden. Die vorliegende Studie geht der Frage nach, inwiefern diese Umlagerung bei typischer Bewehrungskonfiguration mit Biegebewehrungszulagen an der Plattenoberseite über den Stützen für das Durchstanzen als generell vorausgesetzt werden kann. Vermutet wird ein gegenteiliger Effekt infolge der im Zustand II höheren Biegesteifigkeit der Stützquerschnitte infolge der Biegebewehrungszulagen an der Plattenoberseite. In dieser Studie werden dafür analytische Handrechenverfahren nach DAfStb Heft 631, linear elastische sowie materialnichtlineare FE-Analysen mit 2D-Layer-Modellen von Vollplatten untersucht. Die Ergebnisse zeigen im Gebrauchszustand (SLS) zunächst die ingenieurmäßige Vermutung einer Umlagerung vom Stütz- in den Feldbereich. Demgegenüber tritt im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) eine signifikante Umlagerung der Biegemomente zu den Stützen auf, wobei sich der Momentennullpunkt in den Feldbereich hinein verschiebt.

1 Motivation

Flachdecken sind der am häufigsten eingesetzte Deckensystemtyp der Gegenwart. Der gebräuchlichste und zugleich einfachste Querschnitt weist eine konstante Dicke auf. In der Praxis wird daraufhin bei der linear elastischen Berechnung der Schnittkräfte eine konstante Deckensteifigkeit über die gesamte Decke angesetzt. Mit zunehmender Belastung und nach der Rissbildung im Stützbereich wie auch im Feldbereich kommt es jedoch zu einer Schnittgrößenumlagerung, vor allem der Biegemomente. Das Ausmaß dieser Umlagerung vor der Ausbildung plastischer Gelenke hängt von der Steifigkeit des Deckenquerschnitts im Stütz- und Feldbereich im Zustand II ab. Punktgestützte Decken weisen zudem eine Durchstanzproblematik auf, die mit dem Nachweis gegen Durchstanzen nach EC2 [1] entsprechend bemessen wird. Zur Vermeidung bzw. zum Geringhalten einer Durchstanzbewehrung wird über den Stützen in der Regel eine Biegebewehrungszulage vorgesehen. Steigt der Bewehrungsgrad im Stützbereich hierdurch im Vergleich zum Feld an,

ist die Steifigkeit der Deckenquerschnitte im Zustand II im Stützbereich deutlich größer als im Feldbereich. Selbst wenn die Stützbereiche früher in den Zustand II übergehen, so ergibt sich hieraus ein sehr begrenztes Umlagerungsvermögen vom Stütz- in den Feldbereich. Es ist sogar der umgekehrte Fall möglich, dass das Tragsystem der Decke im Zustand II eher einer Kragarmkette als einer Einfeldträgerkette entspricht und somit die Stützmomente in der Decke nach der Rissbildung im Vergleich zu einer linear elastischen Berechnung ansteigen.

Die händische Berechnung mithilfe der Gurt- und Feldstreifenmethode nach DAfStb Heft 631 [2] empfiehlt empirische Formeln zur Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen, in denen die Steifigkeitsverteilung der Decke im Zustand II unberücksichtigt bleibt. Das gleichartige Verfahren ist auch im Anhang I von [1] verankert. Zudem erlaubt [1], die für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) maßgebenden Schnittgrößen auf Grundlage linear elastischer Berechnungen mit begrenzter Umlagerung zu ermitteln. Im vorliegenden

Zusammenhang betrifft dies in erster Linie die Umlagerung der Biegemomente vom Stütz- in den Feldbereich.

Unter diesen Gesichtspunkten wird im vorliegenden Beitrag diskutiert, ob übliche Ansätze zur Berechnung der Schnittkräfte in der Vollplatte zutreffende Steifigkeitsabbildungen liefern und wie groß der Fehler im Vergleich zu einer realistischeren Berücksichtigung der Umlagerung der Biegemomente innerhalb der Decke im Zustand II ist. Ziel dieser Studie ist es, den Einfluss der Abbildung der Deckensteifigkeit auf die Umlagerung der Biegemomente in der numerischen Analyse punktgestützter Vollplatten für ULS-Lastniveaus zu untersuchen und festzustellen, ob Potenzial für eine Optimierung des Deckenquerschnitts oder der Bewehrungsführung innerhalb der Decke besteht.

Für die Analyse wird ein Veranschaulichungsbeispiel einer Volldecke herangezogen, an dem zunächst eine händische Schnittgrößenermittlung und Bemessung der Decke nach [2] durchgeführt wurden, gefolgt von einer linear elastischen FE-Berechnung und anschließend einer materiell nichtlinearen FE-Analyse, um die Schnittgrößenumlagerung innerhalb der Decke zu ermitteln und zu demonstrieren. Der Fokus der Analyse liegt auf den Biegemomenten in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit mit ausreichender Versagensankündigung und nicht auf den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, bei denen Spannungsbegrenzungen in Beton und Bewehrung, Rissbreiten oder Verformungen nachgewiesen werden.

Zudem ist anzumerken, dass die nichtlineare FE-Analyse die Thematik der plastischen Rotationen automatisch erfasst, indem das nichtlineare Materialverhalten vor und nach der Rissbildung bis hin zum Fließen bzw. Versagen der Bewehrung oder zur ausgeprägten Druckplastizität des Betons die Rotationsfähigkeit der Querschnitte abbildet (siehe auch [3] zu NLFEA-basierten Rotationen nach MC2010 LoA IV). Die Momentenumlagerung wird dabei bis zum vollständigen Versagen der Decke verfolgt, sei es durch die Ausbildung plastischer Gelenke infolge der Biegung oder durch das Durchstanzen. Die rechnerische Ermittlung und Begrenzung der zulässigen Rotation einzelner Querschnitte gemäß [1] werden in diesem Beitrag nicht berücksichtigt.

2 Veranschaulichungsbeispiel

Untersucht wird ein Deckenausschnitt um eine Innenstütze ohne Exzentrizität. Der Fokus liegt damit auf dem isolierten Verhalten der Decke um diese Innenstütze. Das System ist symmetrisch aufgebaut und weist in beiden Tragrichtungen gleiche Systemeigenschaften und auch Belastungen auf. Für die Analyse wird nur eine Haupttragrichtung betrachtet. In diesem Beispiel ist dies die horizontale Richtung in der Grundrissebene gemäß Abbildung 1.

Ungünstige Lastverteilungen werden nicht betrachtet, stattdessen wird durchgehend mit Volllast gerechnet. Dadurch lässt sich die maximale zugehörige Stützkraft ermitteln und die Studie im Hinblick auf das Bemessungsverfahren und den methodischen Vergleich vereinfachen.

Die betrachtete Decke weist die Stützweiten bzw. die Abmessungen 6 x 6 Meter auf. Die Deckenhöhe beträgt $h = 0,24$ m und mit der Betonwichte von $\gamma_c = 25$ kN/m³ ergibt sich eine ständige Last aus Eigengewicht von $g = 6$ kN/m².

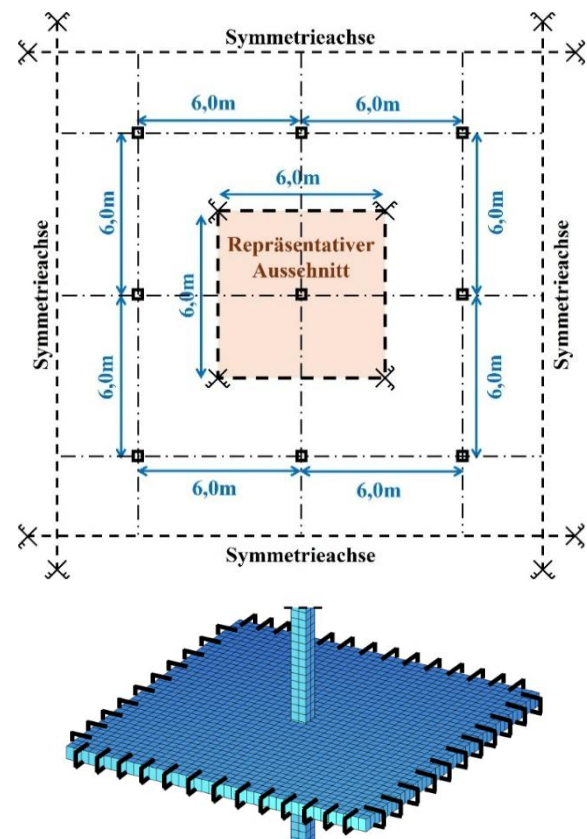


Abbildung 1 Darstellung der Deckenfelder und des Stützenrasters im Grundriss der Hochbaudecke (oben) sowie Visualisierung des FE-Modells eines repräsentativen Deckenausschnitts (unten)

Die Auflast wird mit $g_1 = 1,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Die veränderliche Deckenlast beträgt $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$. Als Stützengeometrie wird eine rechteckige Stütze mit einer Kantenlänge von $b_{ST} = 30 \text{ cm}$ angenommen. Zur Verringerung des Modellierungs- und Rechenaufwands wird der Deckenausschnitt im FE-Berechnungsmodell als vierseitig eingespannte Platte modelliert. Für die Auswertung der Ergebnisse wird stets die gesamte vertikale Auflagerkraft $F_{V,GESAMT}$ herangezogen. Somit beträgt die Gesamtkraft aus Eigengewicht und Auflast $F_{G,k,GES.} = (0,24 \cdot 25 + 1) \cdot 6 \cdot 6 = 252 \text{ kN}$ und infolge der gesamten veränderlichen Last $F_{Q,k,GES.} = 3 \cdot 6 \cdot 6 = 108 \text{ kN}$.

3 Bemessung mittels Handrechnungsverfahren

Für die analytische Berechnung der Schnittgrößen punktgestützter Flachdecken, bei denen ein Längen- zu Breiten-Verhältnis von $0,8 < L_x / L_y < 1,25$ vorliegt, kann das Annäherungsverfahren nach DAfStb Heft 631, Kapitel 3 [2], verwendet werden. In diesem Näherungsverfahren werden Feld- und Gurtstreifen der Decke definiert und die Lastabtragung über ein Ersatzdurchlaufträgersystem approximiert. Die Aufteilung und Definition der Feld- und Gurtstreifen werden in Abbildung 2 dargestellt.



Abbildung 2 Verteilung der mit dem Näherungsverfahren der Ersatzdurchlaufträger ermittelten Biegemomente (optimiert aus [2])

Der Gurtstreifen wird zusätzlich in zwei Streifenbreiten von jeweils $0,1 L$ unterteilt, um die Verteilung der Biegemomente im Stützbereich orthogonal

zur Tragrichtung besser zu berücksichtigen, wie in Abbildung 3 gezeigt. Wie dort ersichtlich, sind die Momente im Gurtstreifen in der Regel höher als in den Feldstreifen.

Zur Ermittlung der einwirkenden Biegemomente werden die folgenden Faktoren verwendet, wie in [2] definiert:

$$d_s / l_{1,\min} = 0,3 / 3,0 = 0,1;$$

$$k_{SS} = -0,160;$$

$$k_{FG} = 0,052$$

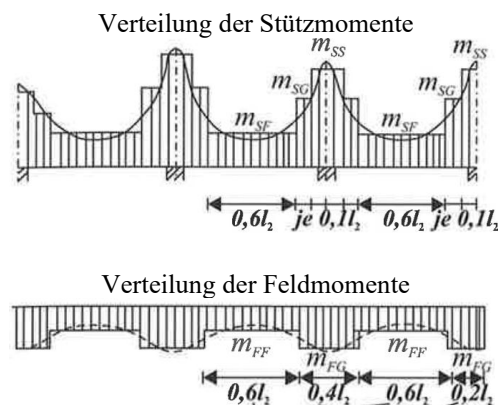


Abbildung 3 Verteilung der Biegemomente in Feld- und Gurtstreifen rechtwinklig zur betrachteten Tragrichtung (optimiert aus [2])

Das einwirkende Stützmoment der inneren Gurtstreifen wird nach dem Näherungsverfahren der Ersatzdurchlaufträger mit Gleichung (1) bestimmt.

$$m_{SS} = k_{SS} \cdot c \cdot q \cdot l_{m1}^2 = -57,6 \text{ kNm/m} \quad (1)$$

Nach [2] ist für doppelt symmetrische Platten der Korrekturbeiwert c zur Berücksichtigung der Einflüsse der Stützendicke d_s und des Stützweitenverhältnisses ε auf das größte Stützmoment m_{SS} mit 1,0 anzusetzen. Die einwirkenden Stützmomente in den äußeren Gurtstreifen werden proportional zum inneren Stützmoment mit Gleichung (2) bestimmt.

$$m_{SG} = 0,7 m_{SS} = -40,3 \text{ kNm/m} \quad (2)$$

Die einwirkenden Feldmomente in den Gurtstreifen ergeben sich aus Gleichung (3).

$$m_{FG} = k_{FG} \cdot q \cdot l_1^2 = 18,7 \text{ kNm/m} \quad (3)$$

Die so ermittelten Schnittgrößen werden unter Berücksichtigung der Gurtstreifenbreite auf Stabschnittgrößen integriert. Die integrierten Werte [kNm] sind in Tabelle 2 ausgewiesen. Auf Basis dieser Biegemomente erfolgt anschließend die Querschnittsbemessung der Decke.

Der händische Durchstanznachweis der Decke wird gemäß EC2 [1] geführt. Es wird eine Zulagenbewehrung im Stützbereich vorgesehen, um den Einsatz einer Durchstanzbewehrung zu vermeiden. Als Grenze für die Zulage wird ein Bewehrungsgrad von 2% eingehalten. Für den Bewehrungsgrad $\rho_{\text{erf,ULS,EC2}} = 0,011$ ist der Durchstanznachweis nach [1] erfüllt. Daraus ergibt sich die erforderliche Zulagenfläche

$$A_{s,\text{Zulage,erf}} = 0,011 \cdot 21 \cdot 100 = 23,1 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

4 Bemessung mittels FE-Analyse

Die Modellierung, die Ermittlung der Schnittgrößen und die Bemessung der Vollplatte erfolgen im FE-Programm SOFiStiK. Die FE-Modellierung basiert auf Flächenelementen und die Bewehrung wird nach dem Baumann/Layer-Verfahren [4] bemessen.

4.1 Linear elastische Berechnung

Im Weiteren erfolgt die linear elastische Schnittgrößenermittlung und anschließend die Bemessung der Decke im Zustand II. Der Durchstanznachweis erfolgt direkt im FE-Programm.

Die Steifigkeit der Decke wird bei der linear elastischen Analyse in der Regel über die Definition der Elementdicke berücksichtigt. Oft wird die gesamte Geschossdecke modelliert. In diesem Fall wird zur Reduktion des Modellierungs- und Rechenaufwands lediglich ein Deckenausschnitt betrachtet.

Die durch die linear elastische Berechnung ermittelte erforderliche Bewehrung ist in Tabelle 1 dargestellt.

Wie ersichtlich, besteht eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit dem Handrechenverfahren, insbesondere im Feldbereich.

Die in der Tabelle 1 ausgewiesenen Werte stellen eine abgestufte, verschmierte Bewehrung über die gesamte Breite des Gurtstreifens dar, vgl. auch Abbildung 2 zur Verteilung der Biegemomente [2] sowie Abbildung 3 (Verteilung der Stützmomente) und Abbildung 4 (Ergebnisse der computergestützten Bemessung).

Wie bereits bei der händischen Berechnung ist die Zulagenbewehrung aus dem Durchstanznachweis maßgebend.

Tabelle 1 Vergleich der ermittelten erforderlichen Längsbewehrung im Stützbereich bei händischer und computergestützter Bemessung in cm^2/m

Erforderliche Bewehrung	Obere Lage Biegung	Obere Lage Durchstanzen	Untere Lage Biegung
Handrechenverfahren	7,2	23,1	2,7
Lineare FE-Analyse	7,6	20,5	2,8

Für dieses Beispiel wird als Grundbewehrungsnetz eine Mattenbewehrung Q335 ($\varnothing 8 \text{ mm} - 15 \text{ cm}$) mit einer vorhandenen Bewehrung von $3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ gewählt. Im Stützbereich wird eine Zulagenbewehrung $\varnothing 20 \text{ mm} - 15 \text{ cm}$ mit $20,94 \text{ cm}^2/\text{m}$ angeordnet. Die gesamte vorhandene Bewehrung im Stützbereich beträgt damit $A_{s,\text{vorh.}} = 24,29 \text{ cm}^2/\text{m}$.

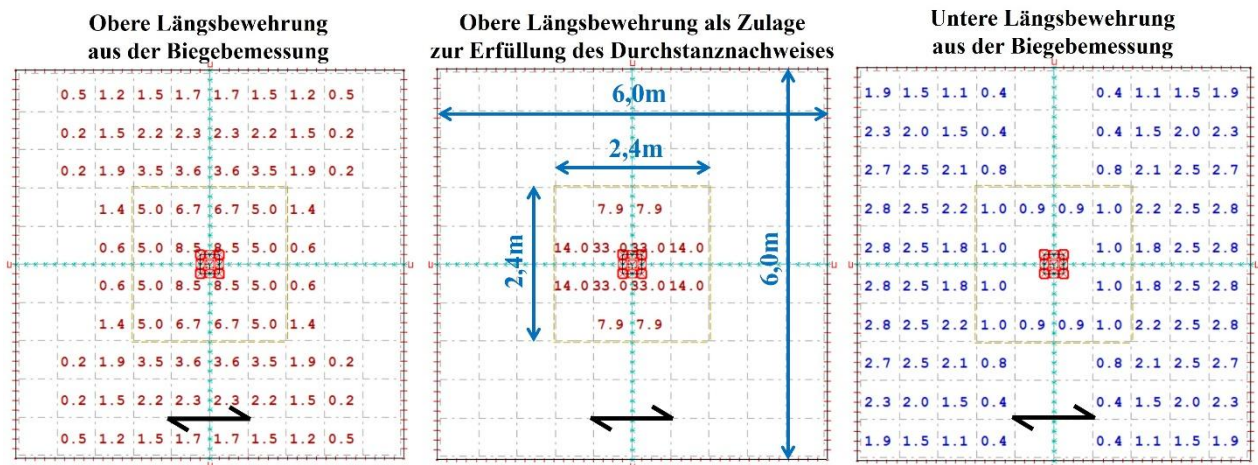


Abbildung 4 Erforderliche Biegebewehrung der Platte in betrachteter Tragrichtung aus computergestützter Bemessung mit linear elastischer Berechnung

4.2 Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse

Um die Auswirkungen der Rissbildung und Steifigkeitsänderungen adäquat zu erfassen, erfolgt eine materialnichtlineare FE-Analyse. Als Bewehrung wird hierfür die Bewehrung gemäß linear elastischer FE-Analyse und Bemessung übernommen. Die Steifigkeit der Zugzone infolge Tension-Stiffenings wird in der nichtlinearen Berechnung gemäß [5] berücksichtigt.

Die Last wird iterativ gesteigert bis zum Versagen der Platte. Als Kenngröße für das Lastniveau dient jeweils die gesamte aufgebrachte Last.

Für die Nachweise der Tragfähigkeit in der nichtlinearen Analyse wird die γ_R -Methode [6][7] angewendet. Dabei werden die Materialparameter so angepasst, dass die charakteristische Fließgrenze der Bewehrung um 10 % erhöht wird, was in etwa einem Ansatz mit Mittelwerten entspricht, während die charakteristische Betonfestigkeit um 15 % reduziert wird, siehe Gleichung (4). ULS-Nachweise gelten als erfüllt, wenn die numerische Berechnung in der γ_R -Methode die Konvergenz für das 1,27-fache der Designlast erreicht.

$$\frac{1,1 f_{yk}}{1,27} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (4)$$

$$\frac{0,85 f_{yk}}{1,27} = \frac{f_{ck}}{1,5}$$

Dieser Ansatz entspricht dem üblichen Berechnungsansatz mit Teilsicherheitsbeiwerten, in denen die Modellunsicherheit [6][7] bereits enthalten ist.

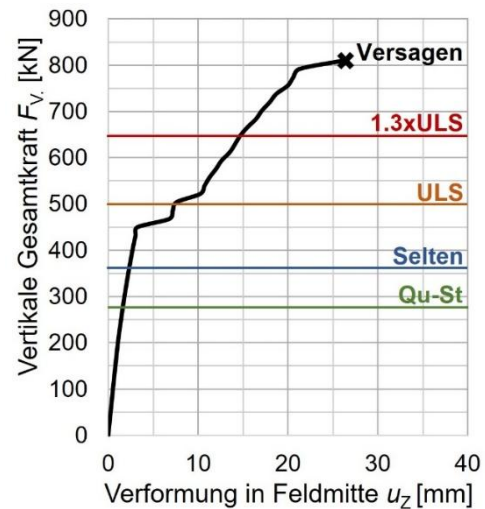


Abbildung 5 Kraft-Verschiebungs-Diagramm aus der nichtlinearen FE-Analyse als Kennlinie des Tragverhaltens der Decke

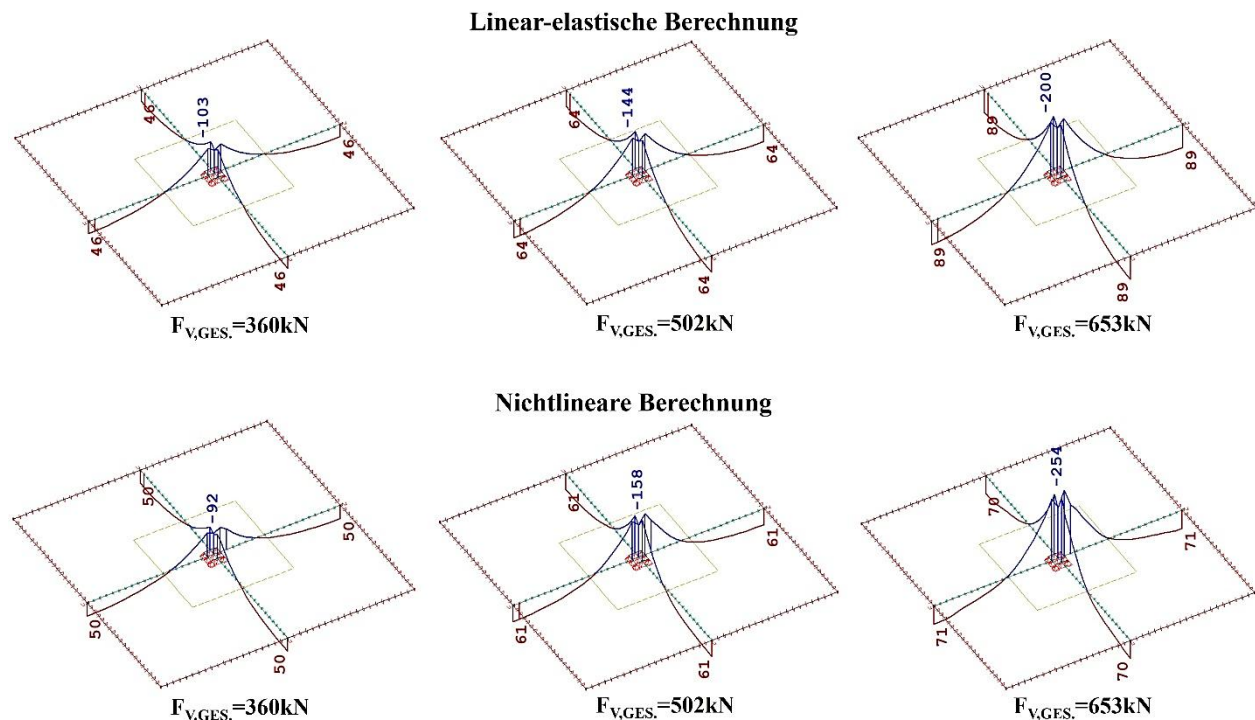


Abbildung 6 Gegenüberstellung der Momentenverläufe bei linearer und nichtlinearer FE-Berechnung für die seltene Lastfallkombination im SLS sowie die ULS-Lastkombination und ein erhöhtes ULS-Lastniveau in kNm

Die tatsächliche Versagenslast bzw. die Tragfähigkeit der Decke entspricht etwa dem 1,6-fachen ULS-Lastniveau (siehe Abbildung 5). Ergänzend ist der Verlauf der Biegemomente für die Lastfälle seltene, ULS und 1,27-fach (bzw. 1,3-fach) erhöhtes ULS-Lastniveau bei der vorgegebenen Verlegung der Bewehrung in Abbildung 6 dargestellt.

5 Diskussion

Die berechneten Biegemomente sind für die unterschiedlichen Rechenverfahren als Absolutwerte in Tabelle 2 gegenübergestellt.

Tabelle 2 Vergleich der Werte von Biegemomenten in kNm der Gurtstreifen im Stütz- und Feldbereich bei unterschiedlichen Lastniveaus und unterschiedlichen Rechenverfahren

$M_{\text{Stütze}}$ M_{Feld} [kNm]	Lastniveau				
	SLS qu-st.	SLS selten	1,0 x ULS	1,3 x ULS	1,6 x ULS
$F_{V, \text{GES.}}$ [kN]	284	360	502	652	803
Handrechen- verfahren	-93	-118	-164	-213	-262
	35	45	63	81	100
Lineare FE-Analyse	-82	-103	-144	-200	-271
	36	46	64	89	121
Nichtlineare FE-Analyse	-76	-92	-158	-254	-414
	39	50	61	71	85

Ergänzend dazu zeigt Tabelle 3 die prozentuale Abweichung der Ergebnisse bezogen auf die Handrechnung.

Tabelle 3 Vergleich der Abweichungen der Biegemomente der Gurtstreifen im Stütz- und Feldbereich bei unterschiedlichen Lastniveaus und unterschiedlichen Rechenverfahren bezogen auf die Handrechnung in %

$M_{\text{Stütze}}$ M_{Feld} [kNm]	Lastniveau				
	SLS qu-st.	SLS selten	1,0 x ULS	1,3 x ULS	1,6 x ULS
$F_{V, \text{GES.}}$ [kN]	284	360	502	652	803
Handrechen- verfahren	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %
Lineare FE-Analyse	88 %	87 %	88 %	94 %	103 %
	103 %	102 %	102 %	110 %	121 %
Nichtlineare FE-Analyse	82 %	78 %	96 %	119 %	158 %
	111 %	111 %	97 %	88 %	85 %

Die Ergebnisse zeigen für die Gebrauchszustände (SLS), dass es hier zunächst zu einer Umlagerung vom Stütz- in den Feldbereich kommt, wenngleich die Biegesteifigkeit im Zustand II im Stützbereich aufgrund der Biegebewehrungszulagen für das Durchstanzen höher ist. Hintergrund ist, dass die Rissbildung zunächst im Stützbereich beginnt und sich daraus erst einmal eine Umlagerung vom Stütz- in den Feldbereich ergeben muss. Diese Umlagerungen können im vorliegenden Fall noch innerhalb der Modellunsicherheit von 10 % eingeordnet werden, sodass die Nachweisführung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit auf Basis von linear elastisch ermittelten Schnittgrößen als ausreichend genau erachtet werden kann.

Erst mit zunehmender Laststeigerung im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann eine Umkehr in der Schnittgrößenumlagerung gemäß der eingangs formulierten Hypothese, dass Flachdecken mit Biegebewehrungszulagen über den Stützen unter Berücksichtigung der Rissbildung zu einer Schnittgrößenumlagerung vom Feld- in den Stützbereich neigen, beobachtet werden.

Beim Lastniveau des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (1,0 x ULS) zeigt sich im vorliegenden Beispiel, dass die Umkehr der Schnittgrößenumlagerung gerade die anfängliche Umlagerung im SLS vom Stütz- in den Feldbereich weitgehend kompensiert, sodass bei diesem Lastniveau (1,0 x ULS) nahezu idente Biegemomente zwischen linear elastischer und nichtlinearer Berechnung auftreten. Im Nachweiszustand der Tragfähigkeit nach der γ_R -Methode (1,3 x ULS) ist infolge der Rissbildung im Feldbereich ein nennenswerter Zuwachs der Stützmomente zu beobachten. Für dieses Lastniveau ist jedoch die Bemessung der Vollplatte weiterhin auf Grundlage der linear elastischen Schnittgrößen nach [1] sinnvoll, insbesondere wenn die Rotationsfähigkeit des Stützquerschnittes sichergestellt ist und eine Erhöhung der Feldbewehrung forciert wird. Bei weiterer Laststeigerung (über 1,3 x ULS) treten signifikante Zunahmen der Stützmomente gegenüber der linear-elastischen Berechnung auf.

6 Fazit

Übliche Bemessungsmethoden sind erprobt und diese Analyse bestätigt für das gewählte Beispiel, dass eine linear elastische Schnittgrößenermittlung

für die Bemessung punktgestützter Vollplatten sowohl für die Nachweise im SLS als auch im ULS eine ausreichende Genauigkeit bietet. Für SLS-Lastniveaus zeigt die nichtlineare Analyse eine leichte Umlagerung der Biegemomente in den Feldbereich, vor allem weil die Rissbildung zunächst im Stützbereich einsetzt. Diese Umlagerung liegt innerhalb der Modellunsicherheit, sodass der Vergleich mit nichtlinear ermittelten Schnittgrößen hinsichtlich der Spannungs- und Rissbreitennachweise im SLS nicht gegen die Verwendung linear elastisch ermittelter Schnittgrößen spricht. Auch wenn dies hinlänglich bekannt ist, soll an dieser Stelle erwähnt sein, dass demgegenüber eine Berechnung mit linear elastischen Steifigkeiten nicht eins-zu-eins für die Verformungsnachweise genutzt werden sollte, da die Krümmungszunahme im Zustand II eine erhebliche Zunahme der Durchbiegung mit sich bringt.

Für das ULS-Lastniveau stimmen die Biegemomente zwischen linear elastischer Berechnung und nichtlinearer Analyse aufgrund der Umkehr der Schnittgrößenumlagerung weiterhin gut überein. Erst bei Lastniveaus mit ausgeprägter Rissbildung im Feldbereich, die über den ULS hinausgehen, kommt es zu einer deutlich stärkeren Umlagerung der Biegemomente in den Stützbereich. Inwiefern es sich hierbei um ein generelles Verhalten von Flachdecken mit Biegebewehrungszulagen über den Stützen handelt, soll in zukünftigen Untersuchungen systematisch geklärt werden. Zudem beruht der hier verwendete Analyseansatz auf der Prämisse einer Momentenumlagerung ohne vorheriges rechnerisches Durchstanzversagen. Ob und in welchem Umfang diese Umlagerung vor Durchstanzen überhaupt erreicht wird, soll in weiterführenden Analysen quantifiziert werden, insbesondere im Hinblick auf die Interaktion von Momentenumlagerung und Durchstanzen.

Insgesamt erscheint vor diesem Hintergrund und im Sinne einer materialeffizienten, lastabtragungsge rechten Bemessung eine Optimierung des Plattenquerschnitts theoretisch möglich. Ein sinnvoller Ansatz wäre die Verwendung veränderlicher Querschnitte, d.h. dickere Querschnitte im Stützbereich und möglichst dünne Querschnitte im Feldbereich. Eine derartige Gestaltung könnte die in Zustand II auftretende Umlagerung gezielt berücksichtigen

und die Bewehrungsführung entlasten. Diese Fragestellung ist Gegenstand zukünftiger Untersuchungen, insbesondere mit Blick auf die SLS-Nachweise (Spannungsbegrenzung, Rissbreite, Verformung), auf eine optimierte Bewehrungsführung sowie auf die Rotationsfähigkeit der Querschnitte und Druckmembrantragwirkung [8].

7 Literatur

- [1] ÖNORM EN 1992-1-1 – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau: *European Committee for Standardization (CEN)*, Brussels, Belgium; *Austrian Standards Institute*, Wien, Österreich; Ausgabe: 2015-02-15
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 631 – Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.*, Berlin, Deutschland; 2019
- [3] Design considerations on the influence of slab continuity on punching resistance of flat slabs: *F. G. B. S. Oliveira, L. F. S. Soares, R. L. Volhum*, IBRACON Structures and Materials Journal, Brasilien; 2020; DOI: 10.1590/S1983-41952020000600015
- [4] Benchmark Example No. 27 – Design of Quad Elements – Layer Design and Baumann Method – Verification Manual: *SOFiSTiK AG*, Nuremberg, Germany; 2024
- [5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – Heft 525 – Erläuterungen zu DIN 1045-1: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.*, Berlin, Deutschland; 2003
- [6] fib Model Code for Concrete Structures 2010: *federation international du beton (fib)*, Lausanne, Switzerland; 2013
- [7] Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010: *Vladimir Cervenka*, Structural Concrete 13, 2013; DOI: 10.1002/suco.201200022
- [8] Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of flat slabs: *Einpaul J., Fernandez Ruiz M., Muttoni A.*, Engineering structures, Vol. 86 pp. 43-57, UK, 2015, DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.12.032

Vorgespannte Bodenplatte im Industriebau: Eine nachhaltige und materialeffiziente Alternative

Efim Griniov, Dirk Schlicke

Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Diese Studie untersucht das Tragverhalten vorgespannter Industriebodenplatten für Anwendungen mit erhöhten Anforderungen an die Dichtigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Hierzu wurde ein Finite-Elemente-Modell entwickelt, das die Boden-Bodenplatte-Interaktion, betriebliche Lasten aus Blocklagern, Hochregalen und Gabelstaplerverkehr sowie Schwindverformungen berücksichtigt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Vorspannung die Hauptzugspannungen signifikant reduziert und dadurch ein rissfreies Tragverhalten ermöglicht. Dadurch können die Anforderungen an wasserundurchlässige Bauwerke erfüllt und gleichzeitig Dehnfugen vermieden werden. Im untersuchten Fallbeispiel konnte die Plattendicke gegenüber einer konventionell bewehrten Lösung von 25 cm auf 18 cm reduziert werden, was einer Betoneinsparung von etwa 175 kg/m² entspricht. Neben der Verringerung des Materialverbrauchs ergeben sich Vorteile hinsichtlich Bauzeit, Instandhaltung und Dauerhaftigkeit. Die vorgestellte Methodik stellt eine geeignete Grundlage für die Optimierung und Bemessung vorgespannter Industriefußbodenplatte dar.

1 Motivation

Industriefußbodenplatten (IFBP) werden seit vielen Jahrzehnten erfolgreich geplant und ausgeführt. Sie dienen als Verkehrs- und Lagerflächen sowie als tragende Gründungselemente, beispielsweise für Hochregallager, und müssen hohe Anforderungen hinsichtlich Ebenheit, Verschleißbeständigkeit, chemischer Widerstandsfähigkeit, Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit erfüllen. Trotz der kontinuierlichen Weiterentwicklung von Betonbaustoffen und etablierter Bemessungskonzepte [1–3] ist in den vergangenen Jahren eine zunehmende Anzahl von Schadensfällen bei industriellen Betonbodenplatten zu beobachten. Diese sind insbesondere auf das Zusammenwirken von aufgezwungenen Verformungen sowie hohen betrieblichen Beanspruchungen infolge von Gabelstaplerverkehr und Hochregalanlagen zurückzuführen.

IFBP aus Beton werden üblicherweise als großflächige Plattensysteme ausgeführt. Zur Aufnahme aufgezwungener Verformungen werden Bewegungs- bzw. Dehnfugen angeordnet. Diese dienen der Begrenzung von Zwangsspannungen infolge von Änderungen der mittleren Bauteiltemperatur,

Schwinden und Quellen sowie temperaturbedingter Gradienten über die Plattendicke. Die aus diesen Verformungen resultierenden Spannungszustände beeinflussen maßgeblich das Tragverhalten sowie die Rissbildung von IFBP. In der ingenieurmäßigen Praxis werden die auftretenden Zwangsspannungen durch die Unterteilung der Bodenplatte in einzelne Felder mittels regelmäßig angeordneter Dehnfugen reduziert.

Im Rahmen der vorliegenden Fallstudie werden unterschiedliche Bemessungsvarianten von IFBP untersucht, die wasserrechtlichen Anforderungen unterliegen. Vergleichbare Regelwerke bestehen weltweit, beispielsweise in Form des österreichischen Wasserrechtsgesetzes (WRG) [4]. Für derartige Bauwerke gelten erhöhte Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreiten, um das Austreten umweltgefährdender Stoffe und daraus resultierende Umweltschäden zu vermeiden. Entsprechend einschlägigen Richtlinien, wie der DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ [5], sind hierfür zulässige Rissbreiten von typischerweise höchstens 0,20 mm einzuhalten. Bei konventionell bewehrten Industriebodenplatten führt dies

zu erhöhten Bewehrungsgraden, während bei stahlfaserbewehrten IFBP höhere Faserdosierungen erforderlich werden. Zusätzlich sind Anforderungen an die Mindesthöhe der Druckzone einzuhalten.

Eine wesentliche Herausforderung stellt dabei die Ausbildung von Fugen infolge temperatur- und schwindbedingter Verformungen dar. Darüber hinaus wirkt sich die kontinuierliche Beanspruchung durch Gabelstaplerverkehr, während der Nutzungsdauer nachteilig auf die Dauerhaftigkeit aus. Die wiederholten Lastwechsel führen häufig zu lokalen Schädigungen, insbesondere zu Kantenabbrüchen und Schäden im Bereich von Dehnfugen. Diese Schadensmechanismen verursachen erhöhte Instandhaltungsaufwendungen und steigende Lebenszykluskosten [6,7].

Demgegenüber können vorgespannte IFBP eine deutlich verbesserte strukturelle Leistungsfähigkeit aufweisen. Durch die Vorspannung lassen sich die geforderten Rissbreiten zuverlässig einhalten. In vielen Fällen kann sogar ein vollständig rissfreies Tragverhalten erreicht werden [8]. Ein weiterer wesentlicher Vorteil besteht in der Möglichkeit einer weitgehend fugenlosen Bauweise. Dadurch werden potenzielle Ausführungsfehler sowie Schäden infolge von Rissbildungen und Kantenabbrüchen unter dauerhaftem Staplerverkehr erheblich reduziert. Darüber hinaus bieten vorgespannte IFBP ein beträchtliches Materialeinsparungspotenzial, da sie häufig mit geringeren Plattendicken und reduziertem Bewehrungsaufwand ausgeführt werden können. Die eingebrachten Vorspannkräfte führen zu einem überwiegend druckbeanspruchten Spannungszustand im Betonquerschnitt, sodass die auftretenden Zugspannungen unterhalb der charakteristischen Betonzugfestigkeit verbleiben.

Im vorliegenden Beitrag werden die wesentlichen Eigenschaften konventionell bewehrter und vorgespannter Industriefußbodenplatten anhand ausgewählter technischer und wirtschaftlicher Kriterien gegenübergestellt. Die Bewertung erfolgt mithilfe numerischer Finite-Elemente-Analysen (FE-Analysen), die eine detaillierte Beurteilung des Tragverhaltens unter Gebrauchslastbedingungen ermöglichen. Für eine wirtschaftliche Auslegung mit geringen Herstellungs- und reduzierten Instandhaltungskosten ist dabei insbesondere eine ganzheitliche Betrachtung des Tragwerks erforderlich, welche sowohl den Planungs- und Ausführungsprozess als

auch die Interaktion zwischen Baugrund und Industriebodenplatte berücksichtigt.

2 Numerische Modellierung

2.1 FE-Modell der Industriefußbodenplatte

Gemäß dem österreichischen WRG [4] müssen Industrieböden, in denen wassergefährdende Stoffe gelagert werden, so ausgeführt werden, dass ein Eindringen dieser Stoffe in den Untergrund sowie eine Gefährdung des Grundwassers dauerhaft ausgeschlossen werden können.

Zur Erfüllung dieser Anforderungen sind in der Regel Mindestanforderungen hinsichtlich der Plattendicke, der zulässigen Rissbreiten sowie der Ausbildung von Dehnfugen einzuhalten. Für wasserundurchlässige konventionell bewehrte IFBP wird üblicherweise eine Mindestplattendicke von $h = 0,25$ m empfohlen. Zur Bewertung des Potenzials einer vorgespannten Ausführungsvariante wurde im Rahmen der Untersuchungen eine vorgespannte IFBP betrachtet. Dabei konnte die Plattendicke auf 18 cm reduziert werden. Die Vorspannung erfolgt über ein regelmäßiges Spanngliedraaster mit einem Achsabstand von 65×65 cm. Die FE-Analysen wurden mit der Software SOFiSTiK [9] durchgeführt.

Der vorgeschlagene Modellierungsansatz berücksichtigt sowohl die Spannungen infolge von Stapler- und Hochregallasten als auch Zwangsspannungen aus Schwinden während der Nutzungsdauer. Darüber hinaus wird die Interaktion zwischen Baugrund und IFBP explizit abgebildet. Das numerische Modell beschreibt eine auf linear elastischem Halbraum gelagerte IFBP, die mittels 2D Schalenelemente mit einer FE-Netzgröße von $0,35 \times 0,35$ m diskretisiert wurde. Für die untersuchten Varianten wurde eine Betonfestigkeitsklasse C30/37 mit einem Elastizitätsmodul E_c von 33000 MN/m^2 angesetzt. Die IFBP wurde mit linear elastischem Materialverhalten modelliert.

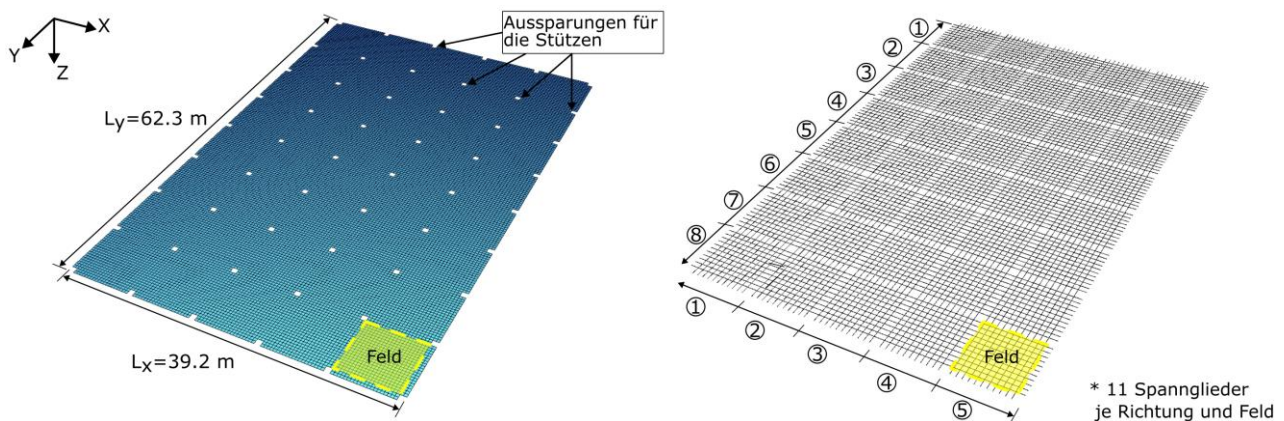


Abbildung 1 FE-Modell der IFBP (links) und Darstellung der diskreten Spannglieder (rechts)

Die Grundrissabmessungen der IFBP betragen $L_y = 62,3 \text{ m}$ in y-Richtung sowie $L_x = 39,2 \text{ m}$ in x-Richtung, siehe Abbildung 1 (links). Da die betrachtete Struktur eine Industriehalle darstellt, wurden in beiden Hauptrichtungen Stützenaussparungen in einem regelmäßigen Raster von $7,0 \text{ m}$ berücksichtigt. Die Stützen sind konstruktiv von der Bodenplatte entkoppelt und auf separaten Einzelfundamenten gelagert. Die Aussparungen für Stützen weisen Grundrissabmessungen von $0,70 \times 0,70 \text{ m}$ auf.

Die vorgespannte IFBP wurde in Anlehnung an [10] unter Verwendung verbundloser Monolitzen der Spannstahlgüte St 1660/1860 bemessen. Im FE-Modell wurden die Monolitzen mithilfe der Spanngliedfunktion des SOFiSTiK-Moduls „Tendon“ abgebildet, wodurch die Vorspannkkräfte direkt in das Tragwerksmodell eingeleitet werden konnten. Das FE-Modell berücksichtigt dabei die Auswirkungen der elastischen Verformung des Betons, Reibungsverluste, Verluste infolge des Keilschlupfs sowie zeitabhängige Vorspannkraftverluste, die insgesamt mit etwa 10% angesetzt wurden.

Aufgrund der Stützenanordnung der Überbaukonstruktion ist das Spanngliedraaster im Bereich der Stützen lokal unterbrochen. Innerhalb jedes $7 \times 7 \text{ m}$ großen Feldes wurden in beiden Richtungen jeweils elf Spannglieder angeordnet. Diese geometrischen Diskontinuitäten wurden im numerischen Modell explizit berücksichtigt, um das Tragverhalten realitätsnah abzubilden, siehe Abbildung 1 (rechts).

Die Interaktion zwischen IFBP und Baugrund wurde über einen linear elastischen Halbraum beschrieben. Der modellierte Halbraum wurde mit einer Tiefe von 50 m modelliert und besteht aus zwei Bodenschichten: einer $0,20 \text{ m}$ Schottertragschicht

mit einem Steifemodul E_s von 100 MN/m^2 , unterlagert von einer $49,8 \text{ m}$ mächtigen Sandschicht mit einem E_s von 40 MN/m^2 . In der FE-Analyse wurde die horizontale Steifigkeit des Halbraums mit 40% der vertikalen Anfangssteifigkeit in z-Richtung angesetzt.

2.2 Lastfälle

2.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der Bodenplatte wurde innerhalb der FE-Software SOFiSTiK automatisch auf Grundlage eines spezifischen Betongewichts von $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$ berechnet und als ständige Einwirkung im numerischen Modell berücksichtigt.

2.2.2 Hochregallasten

Zur Ermittlung der inneren Schnittgrößen infolge der Hochregallasten wurden Doppelreihenregale mit einem Abstand von $1,20 \text{ m}$ zwischen den Fußplatten in Querrichtung sowie $2,80 \text{ m}$ in Längsrichtung berücksichtigt. Die Fußplatten weisen Abmessungen von $15 \times 15 \text{ cm}$ auf, wobei eine maximale Last von 75 kN pro Fußplatte angesetzt wurde, siehe Abbildung 2. Die Lastabtragung in die Bodenplatte wurde gemäß [11] unter einem Lastausbreitungswinkel von 45° angenommen.

Die Hochregalreihen sind entlang der y-Achse der Bodenplatte ausgerichtet. Im Randbereich der Bodenplatte ist jeweils eine Einzelregalanordnung vorgesehen, während im Innenbereich Doppelreihen mit einem Gangabstand von etwa $3,70 \text{ m}$ angeordnet sind.

Zur realitätsnahen Erfassung des Einflusses der Staplerpositionierung wurden drei repräsentative Laststellungen untersucht: (i) Position des Staplers

in der Gangmitte mit seitlicher Exzentrizität zu einer einzelnen Hochregalreihe; (ii) Position des Staplers in der Gangmitte zwischen den Fußplatten zweier gegenüberliegender Hochregalreihen sowie (iii) eine isolierte Position ohne den Einfluss angrenzender Hochregalbereiche, siehe Abbildung 2.

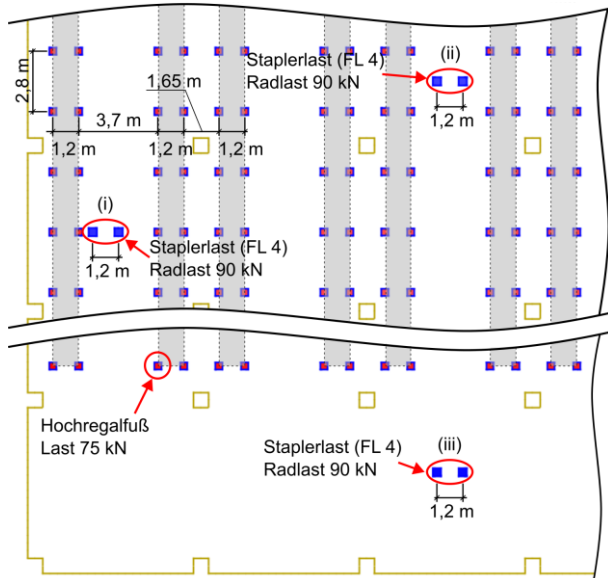


Abbildung 2 Grundriss der IFBP mit einzelnen Hochregal- und Staplerlasten

In der vorliegenden Studie führen Hochregallasten zu stark konzentrierten, lokal wirkenden Punktbeanspruchungen. Diese Punkteinzellasten verursachen ausgeprägte Spannungsspitzen in begrenzten Bereichen, weshalb eine sorgfältige numerische Modellierung sowie eine geeignete Auswertung der Simulationsergebnisse erforderlich sind.

Zur Vermeidung einer Glättung („Verschmieren“) der lokalen Lasten infolge der Diskretisierung des FE-Netzes und damit einer unrealistischen Bewertung der Spannungsverteilungen wurde ein verfeinertes Netz mit einer Elementgröße von $0,35 \times 0,35$ m verwendet. Diese Netzfeinheit gewährleistet eine hinreichend genaue Abbildung der lokalen Lastabtragung. Der gewählte Diskretisierungsansatz steht in Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus [12], die zeigen, dass eine vergleichbare Netzauflösung ausreichend ist, um lokal eingeleitete Einwirkungen, wie etwa Einzellasten aus Regalfußplatten oder Radlasten von Gabelstaplern, realitätsnah im FE-Modell zu erfassen.

2.2.3 Blocklagerlasten

Die Blocklagerlasten wurden in einem regelmäßigen Raster über die gesamte Bodenplattenfläche angeordnet, mit einem Gangabstand von 2,0 m und einem Randabstand von 0,70 m, verteilt über die gesamte Bodenplattenfläche. Jedes Blocklagerfeld weist eine Abmessung von $2,50 \times 2,50$ m auf und ist mit einer Flächenlast von 50 kN/m^2 vorgesehen. Um den Einfluss der Positionierung des Gabelstaplers realistisch zu erfassen, wurden vier repräsentative Lastfälle definiert. Diese umfassen: (i) den Gabelstapler in der Gangmitte zwischen den Blocklagerbereichen; (ii) den Gabelstapler in der Gangmitte am Schnittpunkt der Längs- und Quergang; (iii) den Gabelstapler im Quergang zwischen den Blocklagerbereichen und (iv) den Gabelstapler im Quergang im Bereich einer Stützensparung, siehe Abbildung 3.

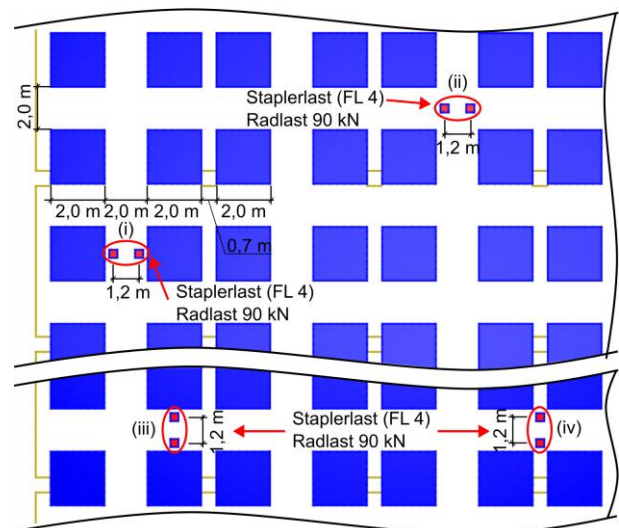


Abbildung 3 Grundriss der IFBP mit Blocklager- und Staplerlasten

2.2.4 Staplerlasten

Zur Abbildung der dynamischen Belastungen infolge des Gabelstaplerverkehrs wurde ein Stapler der Klasse 4 (FL4) mit einem Radstand von 1,20 m berücksichtigt. Im FE-Modell wurden ausschließlich die Vorderräder angesetzt. Gemäß [13] wurde hierfür eine Achslast von 90 kN je Rad angenommen. Zur Berücksichtigung dynamischer Effekte infolge von Beschleunigungs- und Bremsvorgängen wurde diese Achslast für die Schnittgrößenermittlung mit einem dynamischen Verstärkungsfaktor von $\varphi = 2,0$ gemäß [13] erhöht.

Die resultierende Radlast beträgt somit 90 kN je Rad nach dynamischer Verstärkung. Im FE-Modell wurde diese Last als äquivalente, gleichmäßig verteilte Flächenlast über die Radaufstandsfläche von $0,20 \times 0,20$ m aufgebracht. Die Lastabtragung in die IFBP erfolgte unter Annahme eines Lastausbreitungswinkels von 45° gemäß [11].

2.2.5 Verformungen infolge Trocknungsschwinden während der Nutzungsdauer

Zur Berücksichtigung aufgezwungener Verformungen wurde das Trocknungsschwinden des Betons in Form der Trocknungsschwinddehnung $\Delta \varepsilon_{\text{cds,lin,eq}}$ über die Nutzungsdauer in das FE-Modell integriert. Aufgrund der weitgehend abgedichteten Bedingungen an der Unterseite der IFBP sowie der freien Austrocknung an der Oberseite wurde das Trocknungsschwinden als linearer Dehnungsgradient über die Plattendicke angesetzt. Dieser verläuft von

0,0 % an der Unterseite der Bodenplatte bis zu - 0,10 % an der der Luft ausgesetzten Oberseite.

3 Ergebnisse der FE-Analysen

In diesem Kapitel werden die numerischen Ergebnisse mit besonderem Fokus auf der Entwicklung der Hauptspannungen vorgestellt. Ein zentraler Bestandteil der Analyse ist die Auswertung der Hauptzugspannungen, weil diese maßgeblich für die Beurteilung der Rissgefährdung und damit für die Gebrauchstauglichkeit sowie Dauerhaftigkeit der IFBP sind. Zur Identifikation potenzieller Bereiche mit erhöhter Rissgefährdung wurden die auftretenden Hauptzugspannungen unter maßgebenden Gebrauchslastbedingungen untersucht. Die Bewertung erfolgte anhand der seltenen Lastfallkombination gemäß [14].

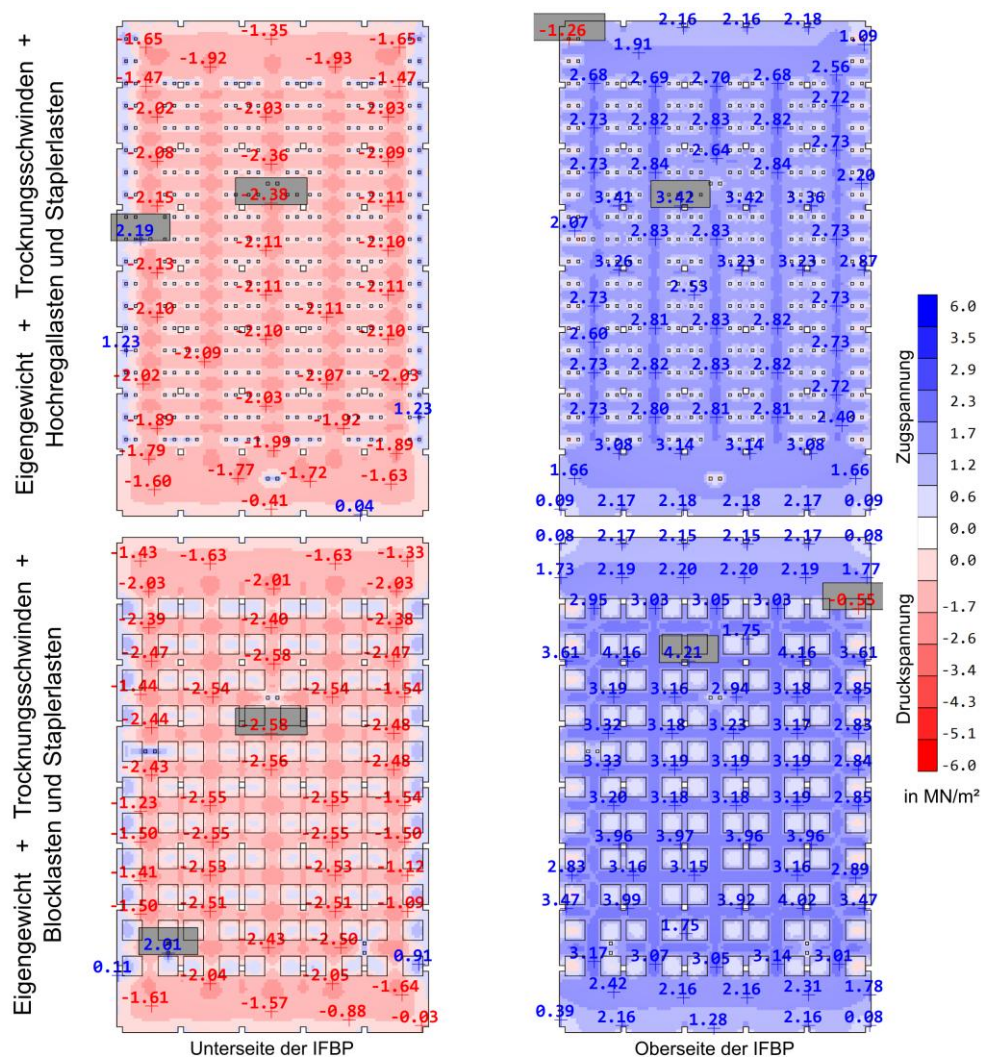


Abbildung 4 Hauptzugspannungen der IFBP ohne Vorspannung: Unterseite (links) und Oberseite (rechts)

3.1 Ergebnisse der FE-Analyse für Industriebodenplatte ohne Vorspannung

Abbildung 4 zeigt die Hauptzugspannungen der IFBP mit einer Plattendicke von $h = 0,18$ m ohne Vorspannung. Dargestellt sind die Hauptzugspannungen sowohl an der Unterseite als auch an der Oberseite der Bodenplatte unter den in Abschnitt 2.2 beschriebenen Belastungen.

Die Ergebnisse ermöglichen eine Beurteilung der Spannungsverteilung innerhalb der Bodenplatte sowie die Identifikation kritischer Bereiche mit erhöhten Zugspannungen, die für die Entstehung von Rissen maßgebend sein können.

Wie in Abbildung 4 zu sehen ist, führt der Lastfall „Blocklagerlast und Staplerlasten“ zu einer Hauptzugspannung von $4,21 \text{ MN/m}^2$ an der Oberseite der IFBP. Damit wird die mittlere Zugfestigkeit des Betons f_{ctm} von $2,90 \text{ MN/m}^2$ überschritten, was auf ein Risiko von Rissbildung hinweist. Die hohen Zugspannungen resultieren dabei überwiegend aus den Einwirkungen des Trocknungsschwindens.

In der Praxis werden die durch das Trocknungsschwinden verursachten Spannungen durch die Ausbildung von Dehnfugen kontrolliert. Diese Fugen ermöglichen eine freie Verformung der Bodenplatte und reduzieren dadurch die infolge der Schwindverformung entstehenden Zugspannungen.

3.2 Ergebnisse der FE-Analyse für Industriebodenplatte mit Vorspannung

Für dasselbe FE-Modell der IFBP werden nun die in Abschnitt 2.1 beschriebenen Spannglieder akti-

viert. Abbildung 5 zeigt die Ergebnisse für den maßgebenden Lastfall „Blocklagerlast und Staplerlast“ der vorgespannten Industriebodenplatte.

Für die vorgespannte IFBP in Abbildung 5 zeigt die Verteilung der Hauptzugspannungen maximale Werte von $2,22 \text{ MN/m}^2$ an der Oberseite der IFBP. Damit wird die mittlere Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten. Folglich ist die Entstehung schädlicher Risse infolge der Gebrauchslasten als unwahrscheinlich einzustufen.

Tabelle 1 zeigt die maximalen Werten von Hauptzugspannungen in der IFBP sowohl an der Unterseite als auch an der Oberseite.

Tabelle 1 Maximale Hauptzugspannungen in MPa

Lastfall	IFBP ohne Vorspannung	IFBP mit Vorspannung
Hochregallasten und Staplerlasten	3,42	1,46
Blocklasten und Staplerlasten	4,21	2,22

4 Diskussion

Die vorliegende Studie präsentiert einen numerischen FE-Ansatz zur Bewertung des Tragverhaltens vorgespannter Industriebodenplatte. Durch die Berücksichtigung der Boden-Bodenplatte-Interaktion sowie der Anforderungen des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit ermöglicht das entwickelte FE-Modell eine realitätsnahe Abbildung der Spannungsentwicklung über die gesamte Nutzungsdauer. Damit bildet es eine zuverlässige Grundlage

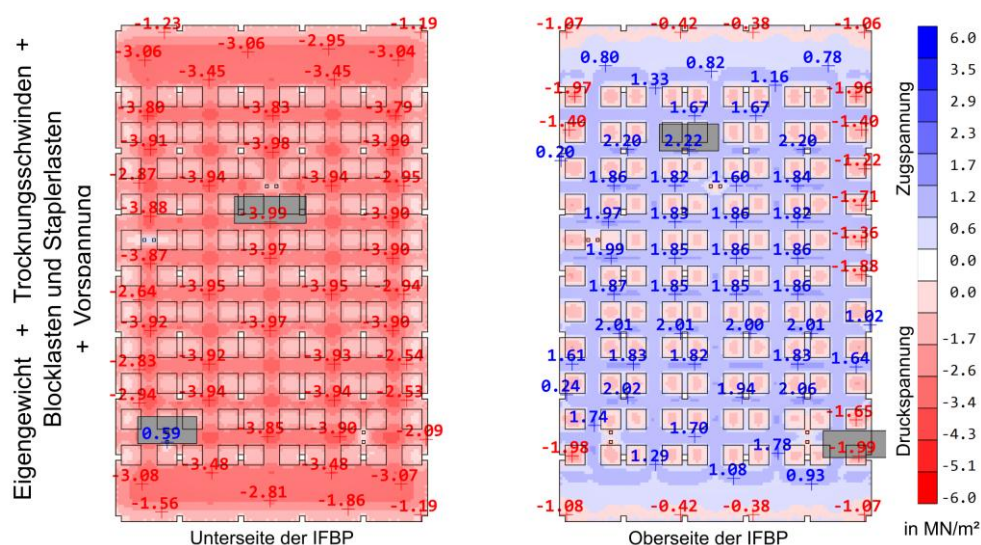


Abbildung 5 Hauptzugspannungen der IFBP mit Vorspannung: Unterseite (links) und Oberseite (rechts)

für die Bewertung und den Vergleich unterschiedlicher Konstruktionsvarianten.

Wie in Abbildung 4 und Abbildung 5 dargestellt, können die Hauptzugspannungen durch den Einsatz einer Vorspannung in der Industriebodenplatte signifikant reduziert werden. Durch die Begrenzung der Hauptzugspannungen unterhalb der Betonzugfestigkeit wird die Entstehung von Rissen verhindert, wodurch ein dauerhaft wasserundurchlässiges Tragwerk sichergestellt werden kann.

Im Rahmen der vorliegenden konzeptionellen Studie wurde die Plattendicke auf 18 cm reduziert, um gegenüber der in vergleichbaren Anwendungen üblichen Mindestdicke von 25 cm gemäß [5] eine effizientere Ausnutzung der Tragfähigkeit zu erzielen. Obwohl dieser Ansatz formal von den Vorgaben der DAfStb-Richtlinie [5] abweicht, kann ein rechnerisch nachgewiesenes rissfreies Verhalten infolge der Vorspannung ebenfalls als Nachweis für die Sicherstellung der Dichtigkeit herangezogen werden.

Darüber hinaus wurden im numerischen Modell keine Dehnfugen berücksichtigt. Infolge der aufgezogenen Verformungen entstehen dadurch erhebliche schwindbedingte Zugspannungen innerhalb der Bodenplatte. Diese können jedoch durch die infolge der Vorspannung eingebrachten Druckspannungen wirksam kompensiert werden.

Hierin liegt ein wesentlicher Vorteil der vorgespannten IFBP. Der durch die Vorspannung erzeugte Druckspannungszustand wirkt den Schwindbeanspruchungen entgegen und reduziert somit das Risiko einer Rissbildung auch bei fugenlosen IFBP. Dadurch können die konstruktive Komplexität und der Instandhaltungsaufwand reduziert werden. Gleichzeitig werden potenzielle Schadensquellen, die aus der Alterung oder Undichtigkeit von Dehnfugen resultieren, vermieden. Dies trägt langfristig zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks bei.

5 Schlussfolgerungen

In der vorliegenden Studie wurde ein Berechnungsansatz entwickelt, der das Gesamtverhalten der Bodenplatte einschließlich der Boden-Bodenplatte-Interaktion realitätsnah abbildet. Die numerische Untersuchung erfolgte mittels der Finite-Elemente-Methode. Die Ergebnisse der dargestellten FE-Analyse bestätigen, dass das vorgespannt ausgeführte

Industriebodensystem eine praxisnahe und tragfähige Alternative zum konventionell bewehrten System darstellt. Darüber hinaus zeigt die FE-Analyse, dass die Hauptzugspannungen unter der seltenen Lastfallkombination geringer ausfallen und dadurch das Risiko einer Rissinitiierung verringert wird.

Der Einsatz von Spanngliedern in IFBP ermöglicht eine Reduktion der Plattendicke sowie den potenziellen Verzicht auf Dehnfugen. Hierdurch ergeben sich Einsparungen hinsichtlich des Materialverbrauchs, der Bauzeit, des Aushubvolumens sowie der damit verbundenen CO₂-Emissionen. Gleichzeitig führt der Entfall von Dehnfugen zu einer Verringerung des Instandhaltungsaufwands und reduziert potenzielle Gebrauchstauglichkeitsprobleme infolge von Fugenschäden. Die vorgespannte IFBP bleibt dadurch dauerhaft wasserdicht und erfüllt die geforderten Leistungskriterien gemäß [5].

Die Untersuchungen des vorliegenden Fallbeispiels zeigen, dass unter den angenommenen Belastungsbedingungen die Plattendicke von 25 cm bei einem konventionell bewehrten IFBP auf 18 cm bei einem vorgespannten System reduziert werden kann. Diese Verringerung um 7 cm entspricht einer Betoneinsparung von etwa 175 kg/m² Bodenfläche. Die Vorteile beschränken sich jedoch nicht ausschließlich auf Materialeinsparungen. Zusätzliche wirtschaftliche Potenziale ergeben sich durch den geringeren Transportaufwand für Beton sowie durch einen reduzierten Einbauaufwand auf der Baustelle. Eine weitere Verringerung der Plattendicke erscheint grundsätzlich möglich, sofern die erforderliche Durchstanztragfähigkeit nachgewiesen werden kann.

Durch die Berücksichtigung des gesamten Tragwerksystems einschließlich der Boden-Bodenplatte-Interaktion konnte die Spannungsentwicklung über die Nutzungsdauer mit höherer Genauigkeit erfasst werden. Die durchgeführten Analysen ermöglichen eine fundierte Bewertung des Tragverhaltens und liefern wertvolle Erkenntnisse für die weitere Optimierung vorgespannter Industriebodensysteme.

6 Literatur

- [1] DBV-Merkblatt SFRC (Juli 2013) *Industrieböden aus Stahlfaserbeton / Steel Fibre Reinforced Industrial Concrete Floors – Be-*

- sonderheiten bei Bemessung und Konstruktion, Herstellung und Ausführung / *Special Features of the Design and Detailing, Production and Conformity*. 2013. Aufl. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.
- [2] DBV-Merkblatt (Februar 2017) *Industrieböden aus Beton / Industrial Concrete Floors*. 2017. Aufl. Berlin: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.
- [3] ÖVBB 2021 (August 2021) *Herstellung von monolithischen Betonplatten*. ÖBV - Österreichische Bautechnik Vereinigung.
- [4] (1959) *Wasserrechtsgesetz 1959 (WRG 1959)*.
- [5] (2017) *DAfStb-Richtlinie: „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [6] Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] (2023) *Betonkalender 2023 Teil 1*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [7] Schöppel, K. (2007), Planung von nichttragenden Bodenplatten. Beton- und Stahlbetonbau, 102: 716-724. <https://doi.org/10.1002/best.200700578>
- [8] Friedrich, T. (2004), Vorgespannte Bodenplatten – ein brachliegendes Potential. Beton- und Stahlbetonbau, 99: 642-651. <https://doi.org/10.1002/best.200490164>
- [9] (2025) *SOFiSTiK, 2025* [Software]. <https://www.sofistik.com>.
- [10] 21/0765 (27.09.2021) *ANP-FS Monostrand-Vorspannsystem mit 1 bis 4 Litzen – Nachspannsysteme zur Vorspannung von Bauwerken*. Elsbethen, Österreich.
- [11] (2012) *EN 1991-2:2012: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Austrian Standards Institute.
- [12] Sever, Y.; Schlicke, D. (2025) *Finite-Elemente-Analyse von dünnen gebetteten Platten mit lokaler Lasteinleitung* in: Beton- und Stahlbetonbau 120, H. 6, S. 426–433. <https://doi.org/10.1002/best.202500013>
- [13] EN 1991-1-1:2011 (2011) *EN 1991-1-1:2011: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. Austrian Standards Institute.
- [14] (2013) *EN 1990:2013: Eurocode — Grundlagen der Tragwerksplanung*. Austrian Standards Institute.

Ein Ansatz zur bidirektionalen Kopplung von Architektur- und Tragwerksanalysemodellen für die BIM-basierte statische Analyse und Bemessung

Lukas Lienbacher, Dirk Schlicke

Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, Österreich

KURZFASSUNG:

Building Information Modelling (BIM) gewinnt für die gewerkeübergreifende Planung zunehmend an Bedeutung. In der Tragwerksplanung bestehen jedoch weiterhin Defizite bei der konsistenten Kopplung von BIM-Architekturmodellen und Tragwerksanalysemodellen, insbesondere bei der Rückführung von Informationen aus dem Tragwerksanalyse- in das BIM-Modell.

Diese Arbeit entwickelt und untersucht einen bidirektionalen Workflow zwischen BIM-Architekturmodell und Tragwerksanalysemodell. Ein eigens entwickeltes Programm überführt das Architekturmodell automatisiert in ein Tragwerksanalysemodell und führt anschließend geometrische Änderungen sowie ausgewählte Analyseergebnisse wieder in das Architekturmodell zurück.

Der Workflow wird anhand eines Referenzmodells erprobt, an dem statische Analysen und bauteilbezogene Anpassungen vorgenommen werden. Dank frühzeitiger Integration von Tragwerksinformationen in die Architekturplanung war dabei keine manuelle Nachbearbeitung erforderlich; bei komplexeren oder weniger konsistenten Ausgangsmodellen ist dies jedoch nicht ohne Weiteres zu erwarten. Die Ergebnisse zeigen die grundsätzliche Machbarkeit eines solchen bidirektionalen Workflows als Grundlage für eine integrale Planung.

1 Einleitung

In der Tragwerksplanung werden im Zuge der statischen Analyse und Bemessung häufig Änderungen an bestehenden Bauteilen erforderlich, etwa durch angepasste Querschnitte oder zusätzliche tragende Elemente. Die Kommunikation dieser Änderungen erfolgt in der Praxis vielfach außerhalb eines durchgängigen modellbasierten Informationsaustauschs. In der Praxis etablierte Lösungen für eine direkte und strukturierte Rückführung von Änderungen im Tragwerksanalysemodell zurück in das BIM-Architekturmodell sind den Autoren nicht bekannt.

Vor diesem Hintergrund wird in diesem Beitrag ein Ansatz zur bidirektionalen Kopplung des BIM-Architekturmodells mit dem Tragwerksanalysemodell untersucht, der sowohl die automatisierte Überführung des Architekturmodells in ein Tragwerksanalysemodell als auch die strukturierte Rückführung von Änderungen und Analyseergebnissen in die BIM-Umgebung umfasst.

Der entwickelte Workflow wird anhand eines in Vectorworks erstellten Referenzmodells erprobt. Das BIM-Architekturmodell wird dabei über eine eigens entwickelte Schnittstelle automatisiert in ein Tragwerksanalysemodell überführt und in SOFiSTiK für die statische Analyse und Bemessung verwendet; die dabei eingesetzten Werkzeuge und Datenformate werden in Abschnitt 3 im Detail beschrieben. Der bidirektionale Ansatz soll insbesondere dazu beitragen, im Zuge der statischen Bearbeitung vorgenommene Änderungen strukturiert an die Architekturplanung zurückzuführen und so den eingangs beschriebenen manuellen Abstimmungsaufwand zu reduzieren.

2 Stand der Forschung und Problemstellung

Building Information Modelling (BIM) hat die Planung, Koordination und Dokumentation von Bauwerken wesentlich verändert. Digitale Gebäudemodelle dienen dabei zunehmend als zentrale Informationsgrundlage für die Zusammenarbeit unterschiedlicher Planungsdisziplinen. Im Sinne einer gemeinsamen Datenbasis können daraus fachbezogene Informationen abgeleitet und für nachgelagerte Planungs-, Analyse- und Ausführungsprozesse weiterverwendet werden [1, 2]. Für die Tragwerksplanung eröffnet sich dadurch grundsätzlich die Möglichkeit, tragwerksrelevante Informationen und vor allem die Geometrie der tragenden Bauteile unmittelbar aus einem BIM-Architekturmodell zu übernehmen und daraus ein geeignetes Tragwerksanalysemodell abzuleiten.

Die Anwendung von BIM in der Tragwerksplanung geht jedoch über die reine Nutzung eines dreidimensionalen Gebäudemodells hinaus. Erforderlich ist vielmehr eine fachgerechte Ableitung und Weiterverarbeitung jener Informationen, die für die statische Analyse, Bemessung und konstruktive Durchbildung des Tragwerks benötigt werden [3, 4].

2.1 Herausforderung der BIM-to-FEM-Überführung

Die direkte Überführung eines BIM-Architekturmodells in ein Tragwerksanalysemodell ist mit methodischen und technischen Herausforderungen verbunden. Architekturmodelle werden in erster Linie für Entwurf, Koordination, Darstellung und Dokumentation erstellt und enthalten entsprechend detaillierte dreidimensionale Bauteilgeometrien sowie semantische Informationen. Tragwerksanalysemodelle verfolgen dagegen ein anderes Modellierungsziel: Sie bilden das tragende System in abstrahierter und berechnungsorientierter Form ab. Dreidimensionale Bauteile müssen dazu in der Regel auf ein- oder zweidimensionale Elemente reduziert, Bauteilachsen und Mittelflächen bestimmt, sowie Anschlusspunkte und strukturelle Zusammenhänge, die nach der Dimensionsreduktion verloren gingen, wieder eindeutig hergestellt werden. Wie in Tabelle 1 bei [5] anhand vertikaler und horizontaler Bauteilanschlüsse dargestellt, müssen nach der

Dimensionsreduktion beispielsweise Stützen-Träger- und Stützen-Decken-Anschlüsse überprüft und die analytischen Elemente gegebenenfalls verlängert oder ausgerichtet werden, um eine durchgängige Konnektivität herzustellen.

Zusätzlich müssen tragende und nichttragende Bauteile zuverlässig unterschieden und für die Berechnung relevante Eigenschaften wie Material, Querschnitt und Bauteiltyp korrekt zugeordnet werden. Unterschiedliche Modellierungsweisen, uneinheitliche semantische Angaben und softwarespezifische Interpretationen von Austauschformaten können diesen Prozess erschweren. In der Folge entstehen bei der automatisierten Modellableitung häufig geometrische oder semantische Inkonsistenzen, die eine manuelle Nachbearbeitung erforderlich machen [5–7].

Eine vorangegangene Untersuchung automatisierter BIM-to-FEM-Workflows hat gezeigt, dass verfügbare Softwarelösungen grundsätzlich in der Lage sind, aus IFC-basierten Architekturmodellen berechenbare Tragwerksanalysemodelle abzuleiten. Der erreichbare Automatisierungsgrad hängt jedoch wesentlich von der geometrischen Repräsentation, der semantischen Konsistenz und der Modellierungsdisziplin des Ausgangsmodells ab [8]. Typische Schwierigkeiten entstehen unter anderem durch geometrische Unregelmäßigkeiten, überlappende oder mehrfach vorhandene Bauteile und mehrschichtige Bauteilaufbauten. Zudem können geringfügige Winkel- oder Lageabweichungen dazu führen, dass analytische Achsen und Knoten nicht exakt zusammenfallen und die abgeleiteten Elemente daher nicht durchgängig miteinander verbunden sind.

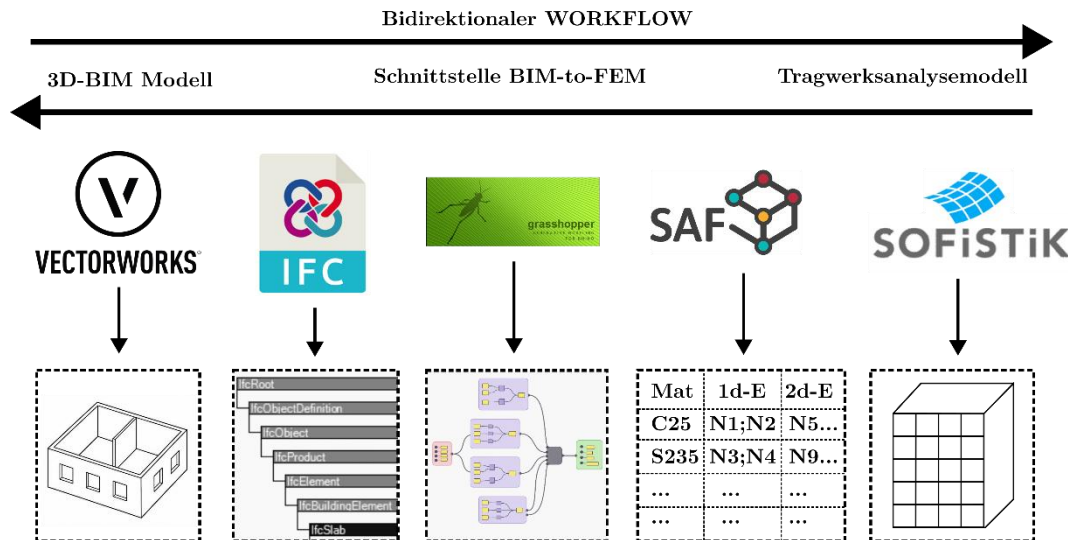


Abbildung 1 Übersicht über den bidirektionalen Workflow

2.2 Forschungslücke bei der FEM-to-BIM-Rückführung

Während die Ableitung von Tragwerksanalysemodellen aus BIM-Architekturmodellen bereits in verschiedenen Forschungs- und Praxisansätzen untersucht wurde [5–7, 9], ist die systematische Rückführung von Informationen aus dem Tragwerksanalysemodell in das Architekturmodell deutlich weniger etabliert. Im Zuge der statischen Analyse und Bemessung werden regelmäßig Anpassungen am Tragwerk notwendig, beispielsweise veränderte Querschnitte, angepasste Bauteilgeometrien oder zusätzliche tragende Elemente. Werden diese Änderungen nicht in das BIM-Architekturmodell übernommen, entstehen voneinander abweichende Modellstände und zusätzliche manuelle Abstimmungsprozesse. Insbesondere die konsistente Aktualisierung bestehender Bauteile und die Ergänzung neuer Elemente stellen dabei weiterhin eine methodische und technische Herausforderung dar. Erste, sehr aktuelle Ansätze in diese Richtung wurden kürzlich vorgeschlagen, etwa zur Rückführung eines im Tragwerksanalysemodell abgeleiteten Bauteilmodells in die Architekturumgebung [10] oder zur strukturierten Integration von Berechnungsergebnissen in eine erweiterte IFC-Struktur [11]; eine strukturierte Rückführung projektspezifischer Planungsänderungen, wie sie in dieser Arbeit untersucht wird, decken diese Arbeiten jedoch noch nicht ab.

2.3 Zielsetzung der Arbeit

Vor diesem Hintergrund besteht die Zielsetzung dieser Arbeit in der Entwicklung und Untersuchung eines bidirektionalen Workflows zwischen BIM-Architekturmodell und Tragwerksanalysemodell. Neben der automatisierten BIM-to-FEM-Überführung wird insbesondere betrachtet, wie im Tragwerksanalysemodell vorgenommene geometrische Änderungen und neu ergänzte tragende Bauteile in das BIM-Modell zurückgeführt werden können. Ergänzend wird untersucht, inwieweit ausgewählte Analyseergebnisse aus dem FEM-Modell ausgelesen, aufbereitet und im BIM-Modell visualisiert werden können. Exemplarisch wird dies anhand von Verformungsinformationen erprobt, die etwa für Anschlussdetails von Fassaden- und Fensterkonstruktionen oder für die Planung der Dachentwässerung relevant sein können. Damit soll ein Beitrag zu einem konsistenteren digitalen Planungsprozess geleistet werden, in dem das BIM-Modell nicht nur der Architekturplanung, sondern allen beteiligten Planungspartnern als gemeinsame, konsistent aktualisierte Informationsgrundlage dient.

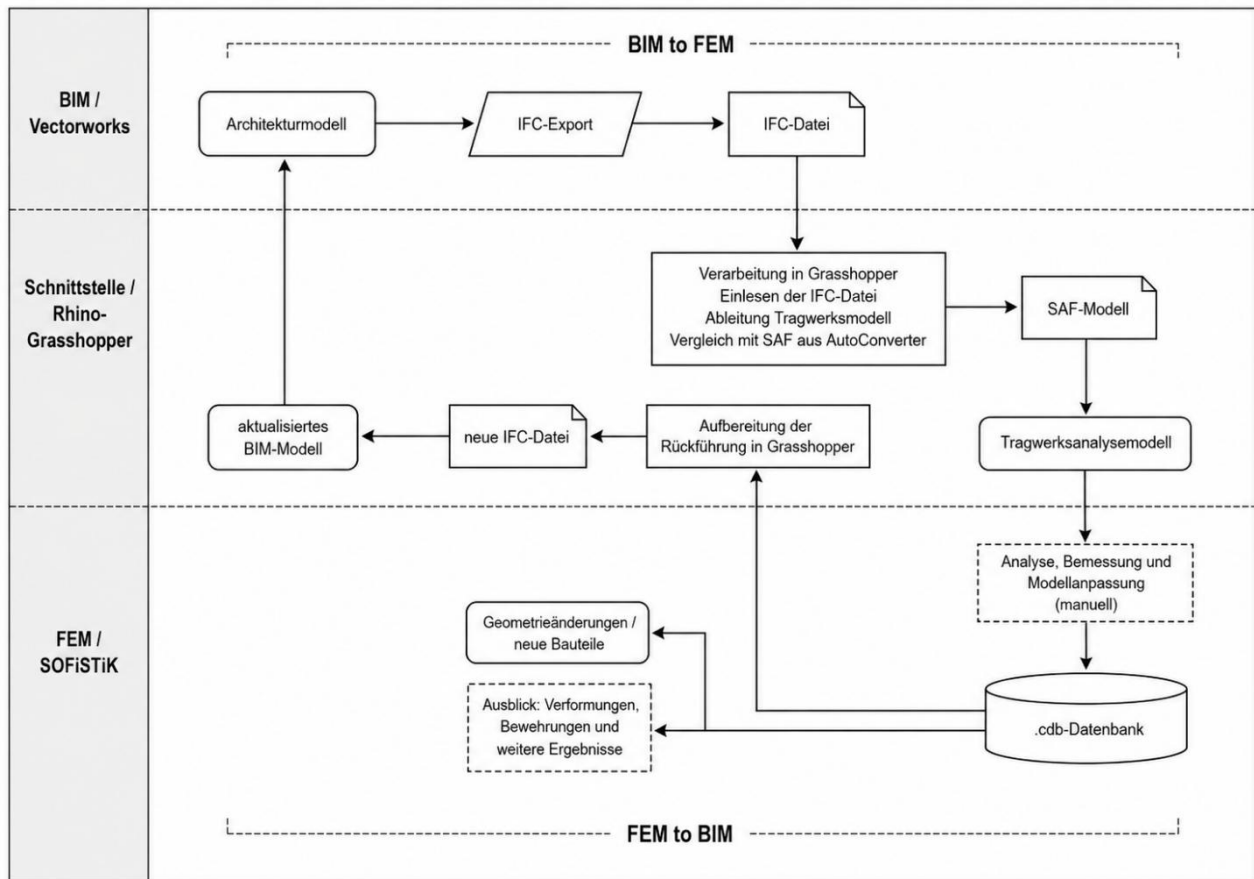


Abbildung 2 Flussdiagramm des untersuchten Workflows

3 Methodik und Anwendung des Workflows

Ausgangspunkt des Workflows ist ein in Vectorworks erstelltes Referenzmodell, das im IFC-Format [12] exportiert und anschließend in Rhino [13]/Grasshopper [14] weiterverarbeitet wird. Für die BIM-to-FEM-Überführung wird aus dem Architekturmodell ein Tragwerksanalysemodell abgeleitet und über das SAF-Format [15] an SOFiSTiK [16] übergeben, siehe Abbildung 1. Nach der statischen Analyse und der Anpassung einzelner Bauteile werden die vorgenommenen Änderungen aus der SOFiSTiK-Datenbank ausgelesen, in Grasshopper aufbereitet und mit dem ursprünglichen IFC-Modell zusammengeführt. Auf dieser Grundlage wird eine aktualisierte IFC-Datei erzeugt, die anschließend wieder in die BIM-Umgebung importiert werden kann. Der schematische Ablauf des Workflows ist als Flussdiagramm in Abbildung 2 dargestellt.

3.1 Aufbau des entwickelten Werkzeugs

Das entwickelte Werkzeug wurde in der visuellen Programmierumgebung Grasshopper innerhalb von Rhino erstellt. Es übernimmt die Verarbeitung und Verknüpfung der unterschiedlichen Datenquellen des Workflows. Als Eingangsdaten dienen zum einen die aus Vectorworks exportierte IFC-Datei und zum anderen die aus dem Tragwerksanalysemodell stammenden Daten in Form der .cdb-Datei von SOFiSTiK. Für die Ableitung des analytischen Modells wird ergänzend der SCIA AutoConverter [17] eingesetzt, der aus dem IFC-Modell ein SAF-Modell erzeugt. Abbildung 3 zeigt einen Teil des modular gegliederten Aufbaus des Grasshopper Programmes. Die beschrifteten Pfeile ordnen die wesentlichen Verarbeitungsschritte den entsprechenden Bereichen des visuellen Programmcodes zu. Der Workflow umfasst die Eingabe der IFC-Datei und der Steuerparameter, das Einlesen und Verarbeiten der SAF- und IFC-Daten, die Ordnung der Bauteile, die Anpassung der Geometrie, die Zuordnung zu den Geschossen, die Erzeugung der Eingabedaten

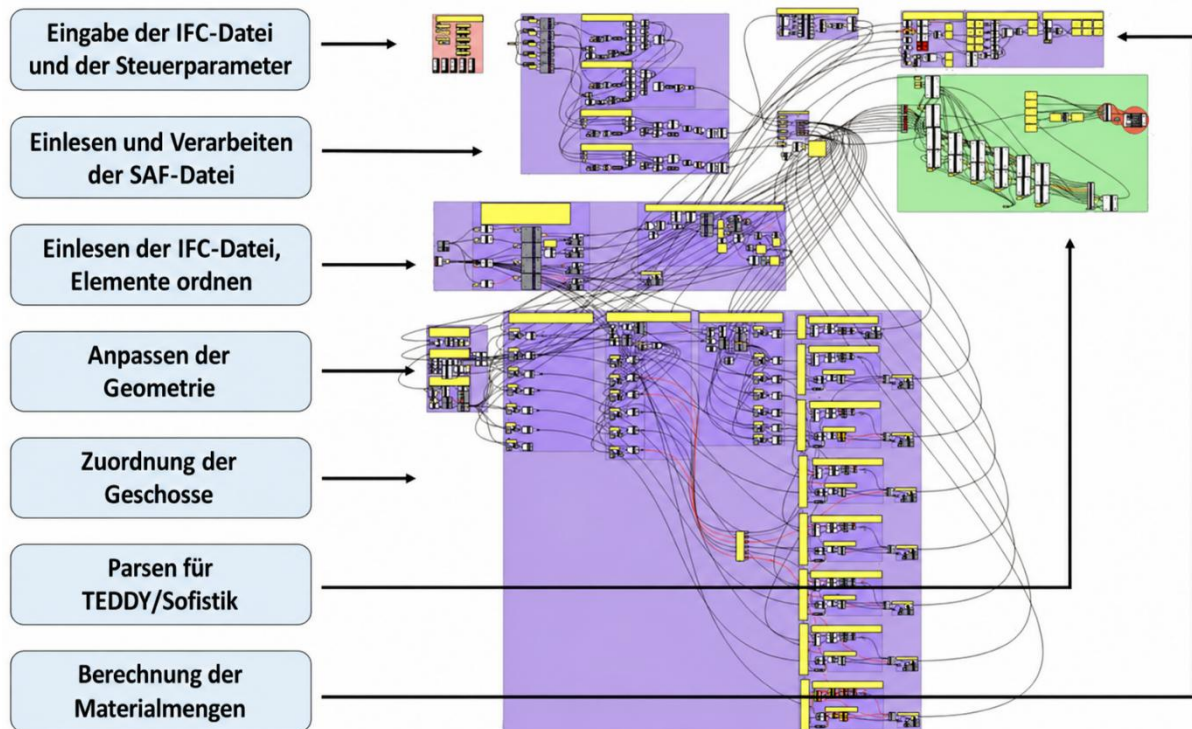


Abbildung 3 Visueller Programmiercode in Grasshopper (Rhino) und Zuordnung der zentralen Verarbeitungsschritte

für TEDDY beziehungsweise SOFiSTiK sowie die Berechnung der Materialmengen. Die farblich hinterlegten Bereiche fassen dabei funktional zusammengehörige Programmbausteine zusammen.

Innerhalb der Grasshopper-Software werden die Geometrie- und Bauteilinformationen der IFC-Datei eingelesen und für die weitere Verarbeitung aufbereitet. Dabei werden insbesondere Bauteiltyp, Geometrie, Lage, Querschnitt, Material und Gruppenzuordnung berücksichtigt, soweit diese Informationen in den jeweiligen Datenquellen verfügbar sind. Das Werkzeug bildet damit die zentrale Schnittstelle zwischen dem BIM-Architekturmodell, den verwendeten Austauschformaten und dem Tragwerksanalysemodell.

Für die Rückführung bleiben die Informationen des ursprünglichen IFC-Modells innerhalb des Workflows erhalten. Die aus SOFiSTiK ausgelesenen Änderungen werden mit dem Ausgangsmodell zusammengeführt, anstatt isoliert exportiert zu werden. Der konzeptionelle Vorteil dieses Vorgehens gegenüber einem konventionellen IFC-Austausch wird in Abschnitt 4.3 diskutiert.

3.2 BIM-to-FEM-Überführung

Im BIM-to-FEM-Schritt wird das aus Vectorworks exportierte Architekturmodell zunächst auf die für die Tragwerksanalyse relevanten Bauteile reduziert. Die Unterscheidung tragender und nichttragender Wände erfolgt dabei anhand der in der IFC-Datei hinterlegten Trageigenschaft (LoadBearing). Andernfalls werden die Materialeigenschaften und die Wandstärke herangezogen. Nichttragende Elemente und architektonische Detailinformationen, die keinen unmittelbaren Einfluss auf das Tragverhalten besitzen, werden aus dem weiteren Prozess ausgeschlossen. Die verbleibenden Wände, Decken, Stützen und Träger bilden die geometrische Grundlage für das Tragwerksanalysemodell.

Im Zuge der Modellableitung werden die dreidimensionalen Bauteilgeometrien in analytische Tragwerkselemente überführt. Wände und Decken werden dabei als Flächenelemente in ihrer Mittelfläche, Träger und Stützen als linienförmige Elemente in ihrer Schwerachse abgebildet. Die dabei entstehenden Bauteilachsen und Mittelflächen werden anschließend so verlängert beziehungsweise gekürzt, dass an den ursprünglichen Anschlusspunkten wieder durchgängige geometrische Verbindungen zwischen den Bauteilen bestehen. Das so abgeleitete analytische Modell wird mit dem über den

SCIA AutoConverter erzeugten SAF-Modell verglichen, um Abweichungen in Geometrie und Konnektivität zu identifizieren; auftretende Konflikte werden im Zuge dieses Vergleichs aufgelöst. Zusätzlich werden die für die Analyse erforderlichen Eigenschaften, beispielsweise Querschnittsabmessungen und Materialien, soweit möglich aus dem BIM-Modell übernommen.

Das resultierende analytische Modell wird im SAF-Format ausgegeben und anschließend in SOFiSTiK importiert. Nach dem Import wird das Modell hinsichtlich geometrischer Konsistenz, Bauteilzuordnung und analytischer Konnektivität kontrolliert. Erforderliche Korrekturen werden innerhalb der Tragwerksanalysesoftware vorgenommen, bevor die statische Analyse durchgeführt wird.

3.3 Änderungen im Tragwerksanalysemodell

Nach der Überführung in SOFiSTiK wird das Tragwerksanalysemodell statisch untersucht und hinsichtlich seiner Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bewertet. Die Bearbeitung erfolgt über die Modellierungsumgebung SOFiPLUS(-X), in der die importierten Strukturflächen und Strukturlinien weiterverarbeitet werden können.

Im untersuchten Referenzmodell wurden die Querschnitte ausgewählter Stützen vergrößert. Darüber hinaus wurden zusätzliche Über- und Unterzüge in das Tragwerksanalysemodell eingefügt, siehe Abbildung 6. Diese Anpassungen bilden typische Änderungen ab, die sich im Zuge der statischen Analyse und Bemessung ergeben können und anschließend mit dem Architekturmodell abgestimmt werden müssen. Für die spätere Rückführung werden sämtliche geänderten und neu erzeugten Bauteile einer eigenen SOFiSTiK-Gruppe beziehungsweise einer definierten Gruppennummer zugeordnet. Dadurch können die betroffenen Elemente in der Datenbank gezielt identifiziert und ausgelesen werden. Die Gruppenzuordnung dient somit als Filter, mit dem ausschließlich jene Bauteile weiterverarbeitet werden, die gegenüber dem ursprünglichen BIM-Modell verändert oder ergänzt wurden.

3.4 FEM-to-BIM-Rückführung der Geometrie

Für die Rückführung der geometrischen Änderungen greift das Grasshopper-Programm über die von SOFiSTiK bereitgestellte Python-Schnittstelle [18] auf die SOFiSTiK-Datenbank im cdb-Format zu. Ausgelesen werden zum einen die gruppierten Bauteile mit veränderter Geometrie, Lage oder verändertem Querschnitt, zum anderen die neu ergänzten Über- und Unterzüge. Die aus der Datenbank übernommenen Informationen werden anschließend in Rhino/Grasshopper in eine für den BIM-Export geeignete geometrische Darstellung überführt. Die veränderten Bauteile werden innerhalb des Grasshopper-Programms den entsprechenden Elementen des ursprünglichen IFC-Modells zugeordnet. Diese Zuordnung erfolgt nicht über persistente IFC-GlobalIDs, sondern über ein positionsbasiertes Gruppennummernsystem, das aus Stockwerk und Bauteiltyp abgeleitet wird. Bestehende Elemente können dadurch ersetzt, beziehungsweise aktualisiert werden, während neu erzeugte Bauteile dem Modellbestand hinzugefügt werden. Die unveränderten Elemente des ursprünglichen BIM-Modells bleiben erhalten.

Aus der Zusammenführung des ursprünglichen IFC-Modells mit den rückgeführten Änderungen wird eine neue vollständige IFC-Datei erzeugt. Diese wird anschließend in Vectorworks importiert und bildet dort den aktualisierten Stand des BIM-Architekturmodells ab. Die der SOFiSTiK-Gruppe zugeordneten, neu ergänzten Bauteile werden dabei in Vectorworks rot eingefärbt, um sie visuell von den unveränderten Elementen unterscheiden zu können (siehe Abbildung 7). Der Rückführungsprozess erfolgt somit nicht über einen direkten Export des vollständigen SOFiSTiK-Modells, sondern über eine gezielte Verarbeitung der Änderungen und deren Integration in das ursprüngliche BIM-Modell.

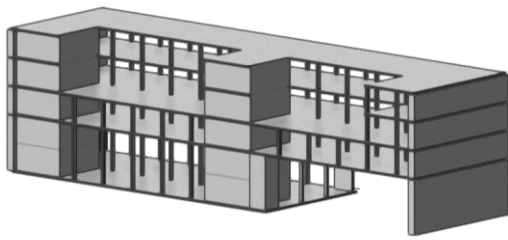


Abbildung 4 3D-BIM-Architekturmodell in der Software Vectorworks

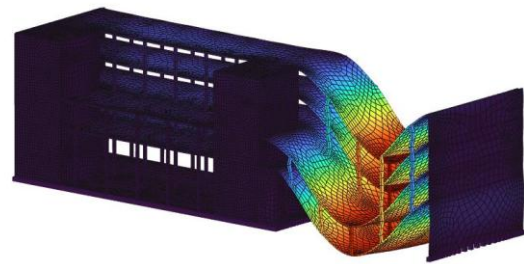


Abbildung 5 Ergebnisdarstellung der statischen Analyse in SOFiSTiK mit identifizierter Problemstelle

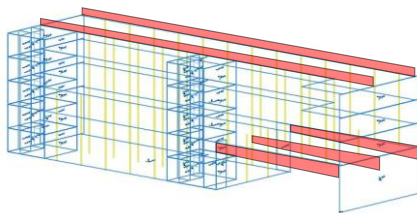


Abbildung 6 Tragwerksanalysemodell mit den im Zuge der statischen Bearbeitung vorgenommenen Bauteiländerungen

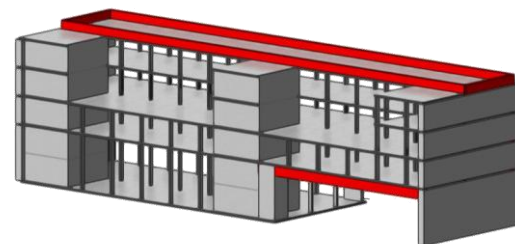


Abbildung 7 BIM-Architekturmodell in Vectorworks mit ergänzten Über- und Unterzügen

3.5 FEM-to-BIM-Rückführung von Ergebnissen

Neben geometrischen Änderungen können auch ausgewählte Ergebnisse der Tragwerksanalyse aus der SOFiSTiK-Datenbank ausgelesen werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird die grundsätzliche Machbarkeit dieser Rückführung als Proof of Concept exemplarisch anhand der Verformungsfigur des Tragwerks unter Eigengewicht untersucht. Verformungsinformationen wurden als Beispiel gewählt, da sie sich unmittelbar auf nachgeordnete Planungsentscheidungen auswirken können, etwa auf Anschlussdetails und Toleranzen von Fassaden- und Fensterkonstruktionen oder auf die Lage von Gefällen und Anschlusspunkten der Dachentwässerung, und damit über die Tragwerksplanung hinaus auch für andere Planungspartner relevant sind.

Die berechneten Knoten- beziehungsweise Bauteilverformungen werden ebenfalls über die in Abschnitt 3.4 beschriebene Schnittstelle aus der cdb-Datei übernommen und in Grasshopper geometrisch aufbereitet. Zur besseren visuellen Erkennbarkeit wird die Verformungsfigur mit einem Überhöhungsfaktor von 100 dargestellt, siehe Abbildung 8. Die resultierende Geometrie wird gemeinsam mit

dem aktualisierten Modell in die IFC-Datei eingebunden, wie in Abschnitt 3.4 erklärt, und anschließend in Vectorworks visualisiert. Dadurch können Tragwerksreaktionen im räumlichen Zusammenhang mit dem BIM-Architekturmodell dargestellt werden, siehe Abbildung 9.

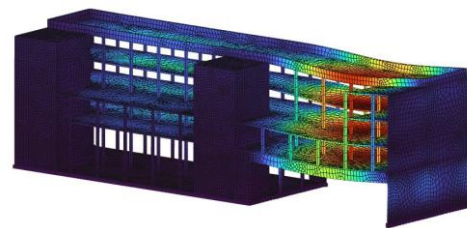


Abbildung 8 Verformungsfigur des nachgewiesenen Tragwerks unter Eigengewicht in SOFiSTiK

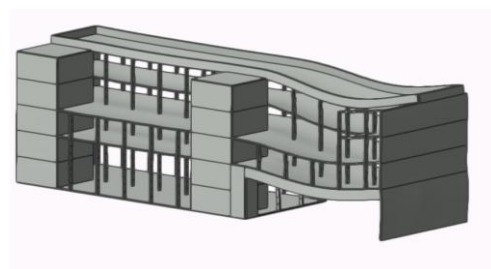


Abbildung 9 Visualisierung der rückgeführten Verformungsfigur im BIM-Architekturmodell

Die Rückführung der Verformung dient in dieser Arbeit als exemplarischer Nachweis für die Übertragbarkeit von Analyseinformationen. Grundsätzlich kann der entwickelte Zugriff auf die SOFiSTiK-Datenbank künftig auf weitere Ergebnisse erweitert werden. Denkbar sind beispielsweise Bewehrungsmengen, Ausnutzungsgrade, Materialinformationen, Schnittgrößen, Spannungen oder bemessungsrelevante Bauteilkennwerte. Voraussetzung hierfür sind eine eindeutige Zuordnung der Ergebnisse zu den jeweiligen Bauteilen und eine geeignete Repräsentation dieser Informationen im IFC-Datenmodell.

4 Ergebnisse und Diskussion

4.1 Ergebnisse der BIM-to-FEM-Überführung

Die Anwendung des entwickelten Workflows auf das Referenzmodell zeigte, dass aus dem in Vectorworks erstellten BIM-Architekturmodell ein Tragwerksanalysemodell abgeleitet und über das SAF-Format in SOFiSTiK überführt werden konnte, siehe Abbildung 4 und 5. Die tragwerksrelevanten Bauteile wurden dabei korrekt in das analytische Modell überführt: Wände und Decken wurden als Flächenelemente, Träger und Stützen als Linienelemente abgebildet.

Tabelle 1 Übersicht der Ergebnisse am Referenzmodell

Kriterium	Ergebnis	Anmerkung
BIM-to-FEM: Modell direkt nutzbar	Ja	Dank enger Abstimmung mit Architekturplanung
FEM-to-BIM: Übereinstimmung Lage/Geometrie	Weitgehend vollständig	Vereinzelte Überlappungen bei neuen Bauteilen
FEM-to-BIM: Bauteiltyp übernommen	Vollständig	–
FEM-to-BIM: Material übernommen	Vollständig	–
FEM-to-BIM: Querschnitt übernommen	Vollständig	–
Einschränkungen beim Import in Vectorworks	Kaum	Import als native Elemente
Rückführung Verformungen	Erfolgreich	Lastfall Eigengewicht, Überhöhungsfaktor 100
Manuelle Nachbearbeitung nötig	Nein	Fachliche Kontrolle bleibt erforderlich

Das erzeugte Modell konnte ohne geometrische Nachbearbeitung in SOFiSTiK weiterverwendet werden. Insbesondere waren keine manuellen Korrekturen der Bauteilgeometrie, der Lage der analytischen Elemente oder ihrer Konnektivität erforderlich. Für die Durchführung der statischen Analyse mussten jedoch weiterhin tragwerksanalysespezifische Angaben ergänzt werden. Dazu gehörten insbesondere die Einwirkungen und Lastfälle, Lagerungs- beziehungsweise Bettungsbedingungen, Materialkennwerte, beispielsweise für die Bewehrung, sowie die erforderlichen Berechnungs- und Bemessungseinstellungen. Die hohe Qualität der Modellüberführung wurde einerseits durch die enge Zusammenarbeit mit der Architekturplanung bei der Erstellung des BIM-Modells begünstigt. Andererseits war das untersuchte 3D-BIM-Architekturmodell vergleichsweise einfach aufgebaut und entsprach einem frühen Planungsstand mit niedrigem Detaillierungsgrad. Durch die Abstimmung mit der Architekturplanung konnten so geometrische und semantische Inkonsistenzen bereits im Ausgangsmodell weitgehend vermieden werden.

Für iterative Planungsprozesse kann eine vorbereitete SOFiSTiK-Datei als fortlaufende Berechnungsgrundlage dienen. Dabei bleiben Lasten, Lagerungen, Bettungen sowie Berechnungs- und Bemessungseinstellungen erhalten, während lediglich die geänderte Tragwerksgeometrie aktualisiert wird. Voraussetzung ist eine eindeutige Zuordnung der analysespezifischen Angaben; bei Änderungen des Tragwerks oder Lastabtrags ist eine fachliche Prüfung erforderlich.

Die Ergebnisse stimmen mit den Erkenntnissen der vorangegangenen Untersuchung zu automatisierten BIM-to-FEM-Workflows [8] überein. Auch im untersuchten Referenzmodell hing die Qualität der Modellüberführung wesentlich von der geometrischen und semantischen Konsistenz des Ausgangsmodells ab. Der Workflow ermöglichte eine weitgehend automatisierte Ableitung des Tragwerksanalysemodells, ersetzte jedoch nicht die fachliche Kontrolle durch die Tragwerksplanung. Tabelle 1 fasst diese Ergebnisse sowie die in Abschnitt 4.2 beschriebenen Ergebnisse der FEM-to-BIM-Rückführung zusammen.

4.2 Ergebnisse der FEM-to-BIM-Rückführung

Die in Kapitel 3 beschriebene Rückführung der im Tragwerksanalysemodell vorgenommenen Änderungen, vergrößerte Stützenquerschnitte sowie zusätzliche Stützen, Über- und Unterzüge, konnte für das Referenzmodell vollständig umgesetzt werden. Die aktualisierte IFC-Datei enthielt alle Änderungen und wurde erfolgreich in Vectorworks importiert, siehe Abbildung 7.

Die Übereinstimmung der rückgeführten Bauteile wurde anhand von visuellen und geometrischen Vergleichen überprüft. Dabei zeigte sich grundsätzlich eine Übereinstimmung hinsichtlich Bauteillage und Geometrie. Auch die Eigenschaften Bauteiltyp, Material und Querschnitt wurden vollständig übernommen. Im Bereich einzelner Stützen-Decken-Anschlüsse bestanden nach der Rückführung noch geometrische Überlappungen, da die Stützen nicht automatisch an der Unterkante der angrenzenden Decken gekürzt wurden. Die konstruktive Bereinigung dieser Anschlüsse war nicht Gegenstand des untersuchten Workflows und kann bei Bedarf in Vectorworks vorgenommen werden. Beim Import in Vectorworks wurden die rückgeführten Bauteile als native und bearbeitbare Vectorworks-Elemente übernommen. Eine manuelle Nachmodellierung war daher nicht erforderlich.

Ergänzend konnte die in Abschnitt 3.5 beschriebene Rückführung der Verformungsfigur erfolgreich umgesetzt und gemeinsam mit dem aktualisierten Modell in Vectorworks dargestellt werden, siehe Abbildung 9. Damit wurde exemplarisch gezeigt, dass neben geometrischen Änderungen auch ausgewählte Analyseinformationen aus dem FEM-Modell in die BIM-Umgebung übertragen werden können.

4.3 Diskussion und Abgrenzung zum konventionellen IFC-Austausch

Die Ergebnisse zeigen die grundsätzliche Funktionsfähigkeit des entwickelten bidirektionalen Workflows. Neben der Ableitung eines Tragwerksanalysemodells aus dem BIM-Architekturmodell konnten auch statisch bedingte Modelländerungen aus dem FEM-Modell zurückgeführt werden. Dies wurde anhand vergrößerter Stützenquerschnitte sowie neu eingefügter Stützen, Über- und Unterzüge demonstriert.

Ein wesentlicher Vorteil des entwickelten Ansatzes besteht darin, dass nicht das vollständige in SOFiSTiK bearbeitete Modell ungefiltert exportiert wird. Stattdessen werden gezielt jene Bauteile aus der SOFiSTiK-Datenbank ausgelesen, die verändert oder neu erzeugt wurden. Diese Informationen werden anschließend mit dem ursprünglichen IFC-Modell zusammengeführt. Dadurch bleibt der bestehende Modellbestand erhalten, während gezielt aktualisierte und neue Elemente ergänzt werden können.

Ein konventioneller IFC-Export aus der Tragwerksanalysesoftware und der anschließende Import in das BIM-Autorensystem könnten ebenfalls geometrische Informationen übertragen. Dieser Ablauf stellt jedoch in erster Linie einen erneuten dateibasierten Modellaustausch dar. Die gezielte Auswahl veränderter Bauteile, die Zusammenführung mit dem ursprünglichen Modell und die spätere Erweiterung um Analyse- und Bemessungsergebnisse sind dabei nur eingeschränkt oder nicht unmittelbar möglich. Der entwickelte Ansatz bietet demgegenüber einen direkten Zugriff auf die in der SOFiSTiK-Datenbank im cdb-Format gespeicherten Informationen und schafft damit eine flexiblere Grundlage für die weitere Automatisierung. Gleichzeitig stellt der Workflow noch keine vollständig automatisierte Synchronisation zwischen BIM- und FEM-Modell dar, die unabhängig von der Modellqualität des Ausgangsmodells funktioniert. Im untersuchten Referenzmodell waren dank der engen Zusammenarbeit mit der Architekturplanung bei der Modellerstellung keine manuellen Eingriffe bei der Nachbearbeitung des Tragwerksanalysemodells, der statischen Analyse oder der Gruppenzuordnung erforderlich.

Die Aussagekraft der Untersuchung beschränkt sich zudem auf ein einzelnes Referenzmodell und die untersuchte Softwarekombination aus Vectorworks und SOFiSTiK. Für eine allgemeine Bewertung sind weitere Modelle mit unterschiedlichen geometrischen, semantischen und konstruktiven Eigenschaften erforderlich. Ebenso ist zu untersuchen, wie robust die Rückführung und insbesondere die positionsbasierte Zuordnungslogik bei komplexeren Änderungen, mehreren Bearbeitungszyklen und parallel fortgeschriebenen Modellständen funktioniert.

Die Rückführung von Analyseergebnissen wurde in dieser Arbeit zunächst anhand der Verformungsfigur demonstriert. Für die in Abschnitt 3.5 genannten weiterführenden Ergebnisgrößen müssten diese künftig eindeutig den jeweiligen BIM-Bauteilen zugeordnet und in geeigneten IFC-Eigenschaftsstrukturen abgelegt werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein bidirektionaler Workflow zwischen BIM-Architekturmodell und Tragwerksanalysemodell entwickelt und anhand eines Referenzmodells erfolgreich erprobt. Die Ergebnisse bestätigen die grundsätzliche Machbarkeit einer bidirektionalen Kopplung von BIM- und FEM-Modellen. Wie in Abschnitt 4.3 diskutiert, bleibt die fachliche Kontrolle durch die Tragwerksplanung dabei unabhängig vom Automatisierungsgrad unverzichtbar, und die Aussagekraft ist durch den begrenzten Untersuchungsumfang, ein Referenzmodell, eine Softwarekombination, eingeschränkt.

Für den zukünftigen Einsatz sind unterschiedliche Anwendungsszenarien denkbar. In frühen Planungsphasen könnte der Workflow dazu dienen, aus noch nicht abschließend abgestimmten Architekturmodellen mit geringem Modellierungsaufwand erste Tragwerksabschätzungen und Variantenuntersuchungen durchzuführen. In fortgeschrittenen Planungsphasen liegt das Potenzial insbesondere in der gezielten Rückführung und Koordination statisch bedingter Änderungen und ausgewählter Analyseergebnisse. Zukünftige Untersuchungen sollten den Workflow auf geometrisch und semantisch unterschiedlich aufgebaute BIM-Modelle sowie weitere Softwarekombinationen übertragen. Dabei ist insbesondere zu untersuchen, wie fachlich begründete Vereinfachungen des Tragwerksanalysemodells, beispielsweise geringfügige Versätze, kleine Öffnungen oder lokale Dickenunterschiede, durch geeignete Toleranz- und Abstraktionsregeln berücksichtigt werden können. Von besonderem Interesse sind zudem die robuste Identifikation bereits vorhandener Bauteile bei komplexeren Änderungen und mehreren Bearbeitungszyklen sowie ein geeignetes Versions- und Konfliktmanagement.

Darüber hinaus soll die Rückführung künftig um weitere Analyse- und Bemessungsergebnisse erweitert werden, siehe Abschnitt 3.5.

Der entwickelte Workflow bildet somit eine Grundlage für einen umfassenderen bidirektionalen Informationsaustausch zwischen Architektur- und Tragwerksplanung. Sein wesentlicher Mehrwert liegt nicht ausschließlich in der automatisierten Modellübertragung, sondern in der Möglichkeit, Änderungen und Ergebnisse der Tragwerksplanung gezielt in eine gemeinsame BIM-basierte Planungsgrundlage zurückzuführen.

6 Danksagung

Diese Arbeit entstand im Rahmen des Forschungsprojekts QualitySysVillab (Förderkennzeichen: 48354136) sowie des kollektiven Forschungsprojekts Agile Tragwerksplanung der Österreichischen Bautechnik Vereinigung (ÖBV) (Förderkennzeichen: 54899463). Die Autoren danken allen Industriepartnern sowie der FFG für die finanzielle Unterstützung.

7 Literatur

- [1] Sacks, R. et al.: *BIM Handbook – A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers*, 3. Auflage, John Wiley & Sons, Hoboken, 2018
- [2] Borrmann, A. et al. (Hrsg.): *Building Information Modeling – Technologische Grundlagen und industrielle Praxis*, 2. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden, 2021
- [3] Kepplin, R., Schnellenbach-Held, M., Held, M.: *Building Information Modeling – Umsetzung in der Tragwerksplanung*, Bautechnik, vol. 94, no. 4, pp. 220–226, 2017, <https://doi.org/10.1002/bate.201700003>
- [4] Stracke, J., Kepplin, R.: *Der BIM-Prozess in der Tragwerksplanung*, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 115, no. 4, pp. 324–331, 2020, <https://doi.org/10.1002/best.201900097>
- [5] Sibenik, G., Kovačić, I.: *Interpreted open data exchange between architectural design and structural analysis models*, Journal of Information Technology in Construction, vol. 26, pp. 39–57, 2021, <https://doi.org/10.36680/j.itcon.2021.004>

- [6] Ramaji, I. J., Memari, A. M.: *Interpreted Information Exchange: Systematic Approach for BIM to Engineering Analysis Information Transformations*, Journal of Computing in Civil Engineering, vol. 30, no. 6, Art. 04016028, 2016, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CP.1943-5487.0000591](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000591)
- [7] Gomes, A. M. et al.: *BIM in Structural Project: Interoperability Analyses and Data Management*, Applied Sciences, vol. 12, no. 17, Art. 8814, 2022, <https://doi.org/10.3390/app12178814>
- [8] Lienbacher, L. C., Schlicke, D.: *Capabilities and limitations of automated BIM-to-FEM workflows in structural engineering*, Proceedings of the fib Congress 2026, Lisbon, Portugal, 2026, im Druck
- [9] Birkemo, A. S., Hjortland, S. C., Samarakoon, S. M. S. M. K.: *Improvements for the Workflow Interoperability between BIM and FEM Tools*, WIT Transactions on the Built Environment, vol. 192, pp. 317–327, 2019, <https://doi.org/10.2495/BIM190271>
- [10] Colajanni, P. et al.: *Architectural and Structural Interoperability in the BIM Design Workflow*, Buildings, vol. 15, no. 24, Art. 4540, 2025, <https://doi.org/10.3390/buildings15244540>
- [11] Lee, W. et al.: *An IFC-Based Framework for Automated Integration of Structural Analysis Results to Support BIM-Based Code Compliance*, Buildings, vol. 16, no. 4, Art. 746, 2026, <https://doi.org/10.3390/buildings16040746>
- [12] International Organization for Standardization: *ISO 16739-1:2018 – Industry Foundation Classes (IFC) for data sharing in the construction and facility management industries – Part 1: Data schema*, ISO, Genf, 2018
- [13] Robert McNeel & Associates: *Rhinoceros 3D*, Version 8, Software, Robert McNeel & Associates, Seattle, online verfügbar: <https://www.rhino3d.com/>, letzter Zugriff: 11. September 2025
- [14] Robert McNeel & Associates: *Grasshopper3D*, Version 1.0.0008, Software, Robert McNeel & Associates, Seattle, online verfügbar: <https://www.grasshopper3d.com/page/download-1>, letzter Zugriff: 11. September 2025
- [15] Structural Analysis Format: *SAF Documentation*, Version 2.1.0, online verfügbar: <https://www.saf.guide/>, letzter Zugriff: 11. September 2025
- [16] SOFiSTiK AG: *SOFiSTiK*, Version 2025, Software, SOFiSTiK AG, Oberschleißheim, online verfügbar: <https://www.sofistik.com/de/>, letzter Zugriff: 11. September 2025
- [17] SCIA: *SCIA AutoConverter*, Release 109, Webanwendung, Allplan Bimplus (Portal), online verfügbar: <https://bimplus-help.allplan.com/AutoConverter/welcome.htm>, letzter Zugriff: 11. September 2025
- [18] SOFiSTiK AG: *CDB Interfaces – Python*, Onlinedokumentation, SOFiSTiK AG, Oberschleißheim, online verfügbar: https://docs.sofistik.com/2025/en/cdb_interfaces/python/_python.html, letzter Zugriff: 11. September 2025

CO₂-Reduced Recycled Aggregate Concrete for Restrained Tunnel Elements

Amr HM Hassan

Institute of Applied Geosciences, Graz University of Technology, Austria

Institute of Technology and Testing of Construction Materials, Graz University of Technology, Austria

Michael Autischer, Yunus Seyrek, Joachim Juhart

Institute of Technology and Testing of Construction Materials, Graz University of Technology, Austria

ABSTRACT:

This work presents a case study on the use of recycled aggregates (RA) reclaimed from demolished subway tunnel sections for casting a diaphragm wall in the same subway system. The properties of the RA, including water absorption and dry density, were evaluated with respect to their influence on the recycled aggregate concrete (RAC) workability. To reduce environmental impact, clinker in RAC was reduced and supplemented with AHWZ (processed hydraulically active supplementary materials) and limestone powder, applying optimized particle-packing approach. Key properties relevant to crack resistance in thick walls, such as drying shrinkage, temperature evolution, and mechanical performance were assessed and compared with a reference concrete. Results showed that pre-saturation of RA could be an effective strategy to control RAC workability. The reduced-clinker RAC exhibited lower hydration heat and environmental impact. Moreover, RAC showed lower elastic modulus while maintaining the tensile strength, indicating improved resistance to shrinkage and temperature-induced cracking, by allowing lower stresses at relatively high strain.

1 Introduction

Construction and demolition waste represents one of the largest mineral waste streams worldwide, with concrete waste accounting for a significant share [1]. Much of this waste is landfilled, posing significant environmental burden and limiting the available landfill sites [2]. Recycling concrete waste offers sustainable alternatives, including its use in cementitious binders (e.g. SCMs in cement systems, main binder component in alkali activated materials) or as coarse aggregates in concretes [2,3]. Since aggregates constitute the largest portion of concrete, reusing concrete waste as aggregates enables recycling substantial amounts while reducing the extraction of natural resources [4].

A primary challenge in recycled aggregate concrete (RAC) is the less homogeneity and lower quality of RA compared to natural aggregates, which affects fresh and hardened properties of RAC. The quality of RA is primarily governed by the properties of the “parent concrete” and the amount of adhered old mortar. As adhered mortar is more porous and less

stiff than the original aggregate, a higher adhered mortar content generally leads to lower-quality RA [2]. Since direct determination of attached mortar content is complex, water absorption (WA) and oven-dry (OD) density are commonly used as practical quality indicators [2,5]. Typically, lower WA and higher OD density correspond to improved RAC performance, although changes in both fresh and hardened properties remain unavoidable [6]. To maintain workability, moisture preconditioning of RA to a saturated surface dry (SSD) state is often required before mixing [5,6]. Nevertheless, RAC was reported to exhibit varying degrees of reduction in compressive strength and elastic modulus (EM), depending on the quality and replacement ratio of RA [6]. RAC generally exhibits higher shrinkage than natural aggregate concrete (NAC) [2], increasing susceptibility to cracking.

This issue is particularly critical in diaphragm walls used in underground infrastructure structures, where restrained deformations resulting from temperature development and shrinkage during the



Figure 1 (Left) Recycled aggregates (RA) claimed from a demolished subway tunnel section and (Right) diaphragm wall section intended for applying recycled aggregate concrete (RAC)

hardening of segments with massive cross-sections may lead to development of stresses.

In general, the induced tensile stresses ($\sigma_{ct, restr}(t)$) must remain below the tensile strength ($\sigma_{ct}(t)$) of concrete at all ages to prevent cracking. Therefore, material properties governing the induced stresses such as effective elastic modulus, shrinkage strains and heat development during hydration, are essential prerequisites for assessing and ensuring sufficiently low crack risk, in particular with RAC.

This work evaluates the properties of a CO₂-reduced RAC (CO₂r-R), designed for a restrained diaphragm wall section in a subway construction (). The RAC incorporates 50% replacement of natural coarse aggregates with RA claimed from a demolished tunnel section of the same subway system (). The performance of this concrete is assessed against a reference mix (REF-A) made entirely with natural aggregates, which is a standard concrete type according to ÖBV guideline for inner tunnel linings [7].

2 Materials and Methods

2.1 Recycled aggregates properties

Recycled aggregates used were reclaimed from a demolished subway tunnel section in this case study. Two aggregate size groups, 4/16 and 16/32, were used in the recycled aggregate concrete mix. Samples from each group were tested to determine oven-dry (OD) density and water absorption (WA) capacity in accordance with ÖN EN 1097-6 (Figure 2 - Left). In addition to the standard 24 h WA measurement, the early-stage absorption behavior was investigated to have an indication on the amount of water that could be absorbed during mixing and its effect on workability. As shown in Figure 2 - right,

water absorption was significant, reaching more than 80% of the 24 h WA within the first 30 min. This highlights the importance of pre-saturating the aggregates and ensuring SSD conditions prior to mixing to prevent excessive absorption of mixing water, which could otherwise affect the W/B ratio and workability. Therefore, aggregates were pre-saturated based on their 24 h WA before mixing. The 24 h WA values were 5.0% and 5.3% for the 4/16 and 16/32 aggregate groups, respectively, while the corresponding specific gravities (OD densities) were 2.43 and 2.39. Based on these properties, the aggregates used in this study can be classified as moderate quality according to [2].

2.2 Mixes – Reference versus CO₂-reduced Recycled Aggregates Concrete

The RAC mix (CO₂r-R) was designed with the proportions shown in Table 1 to satisfy the requirements of C25/30 (90)/BS1/XW2/XAT-B/XC2/F52 according to ÖBV guideline for inner tunnel linings. To reduce the CO₂ impact of the binder, CEM I content was optimized through trial mortar and concrete mixes by partially replacing CEM I with carefully proportioned supplementary cementitious materials (SCM), in particular AHWZ according to ÖN B 3309-1 and two limestone powders with different fineness while considering workability, strength, and particle packing. As observed, the primary difference between mix CO₂r-R and mix REF-A is the significant reduction in CEM I content by 33%. Instead, higher amounts of AHWZ and the two limestone powders were employed and proportioned to achieve improved packing density and adequate performance.

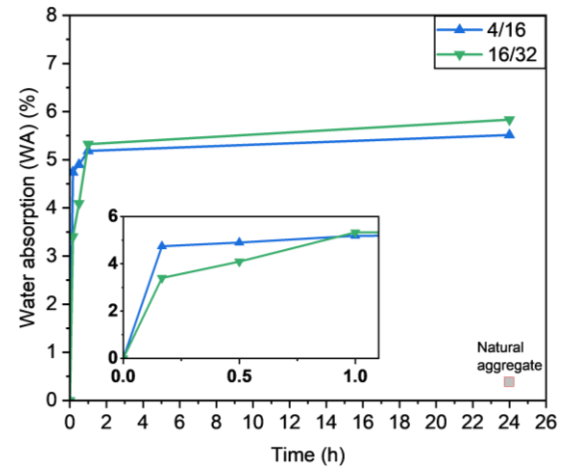


Figure 2 (Left) Water absorption capacity and OD density measurement using pycnometer according to ÖN EN 1097-6 and (Right) water absorption capacity over time of different aggregate sizes

Table 1 Mix proportions in (kg/m³) for reference mix REF-A and RAC mix CO2r-R along with the global warming potential (GWP) values for the mixes components

Components	Mix proportions (kg/m ³)		GWP (kg CO ₂ -eq/t)
	REF-A	CO2r-R	
CEM I 42,5N SR0	240	160	539
AHWZ	80	120	98
Limestone filler	-	40	17
Fine limestone ^a	-	30	44
NFA ^b 0/1 rounded	-	240	1.7
NFA 0/2 crushed	350	-	1.7
NFA 0/4 rounded	715	685	1.7
NCA ^c 4/8 rounded	154	135	1.6
NCA 8/16 rounded	232	100	1.6
NCA 16/32 rounded	480	220	1.6
RA ^d 4/16 crushed	-	235	2.2
RA 16/32 crushed	-	220	2.2
Superplasticizer 1 ^e	1.4	-	1530
Superplasticizer 2 ^e	-	0.14	1530
Superplasticizer 3 ^f	-	0.85	1530
Air-entrainer	0.7	0.65	439
Water	170	150	0
Pre-saturation water	-	23.4	0

^aFine limestone was a specially processed limestone to be ultrafine and it leads to an increase in flowability

^bNFA is natural fine aggregates, ^cNCA is natural coarse aggregates

^dRA is recycled aggregates

^eSuperplasticizers 1 and 2 were used to adjust the flowability

^fSuperplasticizer 3 was used to avoid loss in flowability overtime at early stages

Furthermore, 50% of the natural coarse aggregates (4/16 and 16/32) were replaced with recycled aggregates. It is worth noting that the total water content (mixing water and pre-saturation water) in mix CO2r-R was adjusted to match the total water added in REF-A. For fine aggregate, different types and sizes were used to optimize particle packing over

the entire range of particles. Additionally, different superplasticizers were employed to control fresh properties while an air-entraining admixture was used to satisfy the freeze-thaw durability requirements of the concrete.

2.3 Concrete testing

Table 2 summarizes the tests conducted on the investigated concrete mixes. In addition to workability and fresh density, the main investigations included drying shrinkage, temperature development, mechanical properties, and water penetration. Fresh concrete tests, as well as the non-standardized measurements (shrinkage and temperature development), are discussed separately in the text.

2.3.1 Workability and fresh concrete density

Flowability of the concrete was assessed using the flow table test according to ÖN EN 12350-5. Both the initial spread (before applying 15 strokes) and the final spread flow (after stroke application) were recorded. The reported values of the initial and final spread flow were the average of two perpendicular diameter measurements. Fresh concrete density was measured in compliance with ÖN EN 12350-6.

2.3.2 Temperature Development

Fresh concrete was cast into cubic moulds (200 mm side length) made of rigid extruded polystyrene foam (100 mm XPS) to measure the temperature development due to hydration according to ÖN B 4710-3. Thermocouples connected to a data logger were embedded in the specimen core. The moulds were then sealed and temperature was continuously recorded up to 28 days.

2.3.3 Drying shrinkage

Linear Variable Differential Transducer (LVDT) attached the center of the top surface of the cylindrical specimens ($\varnothing 100 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$) along the longitudinal axis (Figure 3) were used to record length change over time. The LVDTs were connected to a data acquisition system recording measurements at 300 s intervals for 28 days. Drying was initiated by unsealing at the age of 3 days, under controlled conditions of 20 °C and 50% relative humidity.

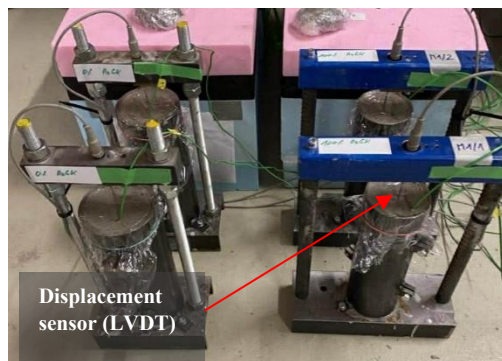


Figure 3 Shrinkage test setup

2.4 Environmental Impact

Global warming potential (GWP) per 1 m³ of each concrete mix was evaluated. For this purpose, GWP values (LCA phase A1 according to EN 15804) of the constituent materials (Table 1) were obtained from environmental product declarations (EPDs) of the materials suppliers, where available, and supplemented with literature data [4]. References for GWP values are listed in section 6 “GWP sources”.

3 Results and discussion

3.1 Workability and fresh concrete density

Figure 4 shows the workability of both concrete mixes immediately after mixing (10 min after water addition to the mix) and after 90 min to assess workability loss. Right after mixing, both concretes exhibited nearly identical workability before and after the 15 strokes of the flow table test, indicating that the careful consideration of the recycled aggregate (RA) water absorption and the applied pre-saturation measures effectively minimized the influence of RA on workability. Both REF-A and CO₂r-R achieved workability class F59 immediately after mixing, corresponding to very high flowability. After 90 min, the spread flow values decreased by approximately 30% for both mixes, reducing the workability classes to F45 and F38 for REF-A and CO₂r-R, respectively.

A noticeably lower fresh concrete density was observed for mix CO₂r-R, primarily due to the lower specific gravity (OD density) of the recycled aggregates compared to natural aggregates. This reduction was expected, as the overall concrete density is governed by the densities of the individual mix constituents.

3.2 Temperature development

Figure 5 shows the temperature development over time. The CO₂r-R mix exhibited a higher T-max than REF-A, mainly due to its higher initial fresh concrete temperature, reaching 24.4 °C compared to 20.0 °C for REF-A. ΔT (difference between starting

Table 2 Overview of the conducted tests

Test	Mix	Reference mix (REF-A)		RAC mix (CO ₂ r-R)		Standard
		Specimen size	Testing age (d)	Specimen size	Testing age (d)	
Drying shrinkage		$\varnothing 100 \times 300 \text{ mm}$ cylinder	continuous	$\varnothing 100 \times 300 \text{ mm}$ cylinder	continuous	TU Graz
Temperature development		200 mm XPS cube	continuous	200 mm insulated cube	continuous	TU Graz
Compressive strength		150 mm cube	2-7-14-28-90	150 mm cube	2-5-14-28-56-90	ÖN EN 12390-3
Static E-modulus		$\varnothing 100 \times 200 \text{ mm}$ cylinder	2-7-28	$\varnothing 100 \times 200 \text{ mm}$ cylinder	2-5-14-28	ÖN EN 12390-13 (method B)
Splitting tensile strength		100 mm cube	7-28	100 mm cube	2-5-14-28-56	ÖN EN 12390-6
water penetration		200×200×120mm	90	200×200×120mm	90	ÖN B 4710-3

and maximum attained temperature) is another critical parameter as it is related to the magnitude of potential thermal deformation, particularly inducing stress at early ages during the cooling phase (after maximum heat of hydration) when concrete strength is low. As shown in Figure 5, the ΔT value of CO2r-R was slightly lower than that of REF-A. This reduction is attributed to the significant decrease in CEM I content in CO2r-R and the increased use of AHWZ and limestone fillers. A lower ΔT is desirable, as it reduces thermal deformation and consequently lowers the risk of cracking.

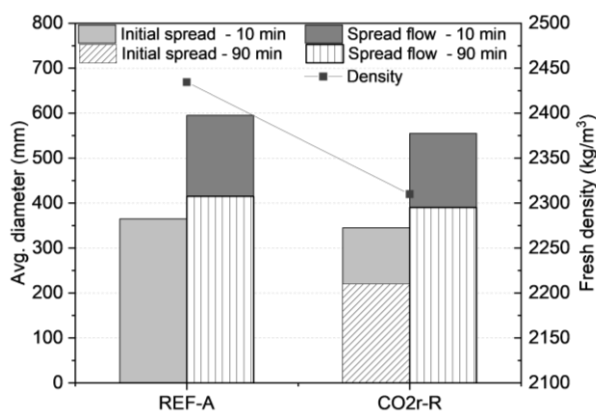


Figure 4 Workability and fresh density of concrete

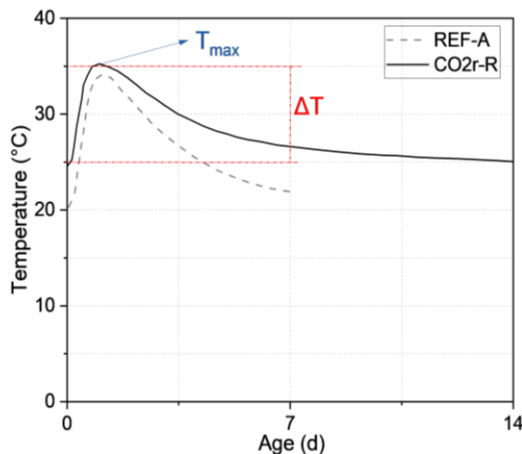


Figure 5 Temperature development over time for concrete

3.3 Drying shrinkage

Among the different types of shrinkage, drying shrinkage is generally the most critical, as it produces the largest deformations in concrete, increasing the risk of cracking when shrinkage is restrained. Drying shrinkage results from moisture loss through evaporation from the concrete pore

structure under drying conditions. As shown in Figure 6a, RAC mix CO2r-R consistently exhibited higher drying shrinkage strains than the reference mix REF-A. At the end of the measurement period, the shrinkage of CO2r-R was approximately 11% higher than that of REF-A. This increase could be attributed to the combined effect of modifying binder component and the replacement of natural aggregates with recycled aggregates (RA) in CO2r-R mix. In concrete, shrinkage primarily occurs in the binder paste, while aggregates act as the rigid phase restraining the volumetric deformation of the paste. The effectiveness of this restraint depends largely on aggregate stiffness. In the case of RA, the presence of attached old mortar reduces the overall stiffness of the aggregates and alters the interfacial transition zone (ITZ) with the mortar and paste of the new concrete [2]. Since natural aggregates possess higher stiffness, they provide greater restraint against shrinkage deformation, whereas the lower stiffness of RA results in increased drying shrinkage. Another contributing factor could be the higher porosity of the RA themselves affecting the overall water evaporation rate of the concrete.

3.4 Strength and elastic modulus

Mechanical properties differed between RAC mix CO2r-R and the reference mix REF-A. For splitting tensile strength (Figure 6b), CO2r-R showed nearly 30% lower value at 7 days compared to REF-A. However, its strength development was more pronounced, resulting in only a 3% lower tensile strength at 28 days. A similar trend was observed for compressive strength (Figure 6c), with CO2r-R exhibiting about 30% lower strength at 7 days. Although the gap decreased at later ages, CO2r-R still showed approximately 15% lower compressive strength than REF-A at 28 and 90 days. Nevertheless, both mixes significantly exceeded the required 28-day compressive strength of 30 MPa, reaching 35 MPa for CO2r-R and 42 MPa for REF-A.

The difference in reduction observed between tensile and compressive strengths is primarily attributed to the different influences of RA on both properties beside the possible effect of varying the binder component in CO2r-R mix. The smaller reduction in tensile strength compared to compressive strength could be attributed to the rough surface texture and angular shape of recycled aggregates,

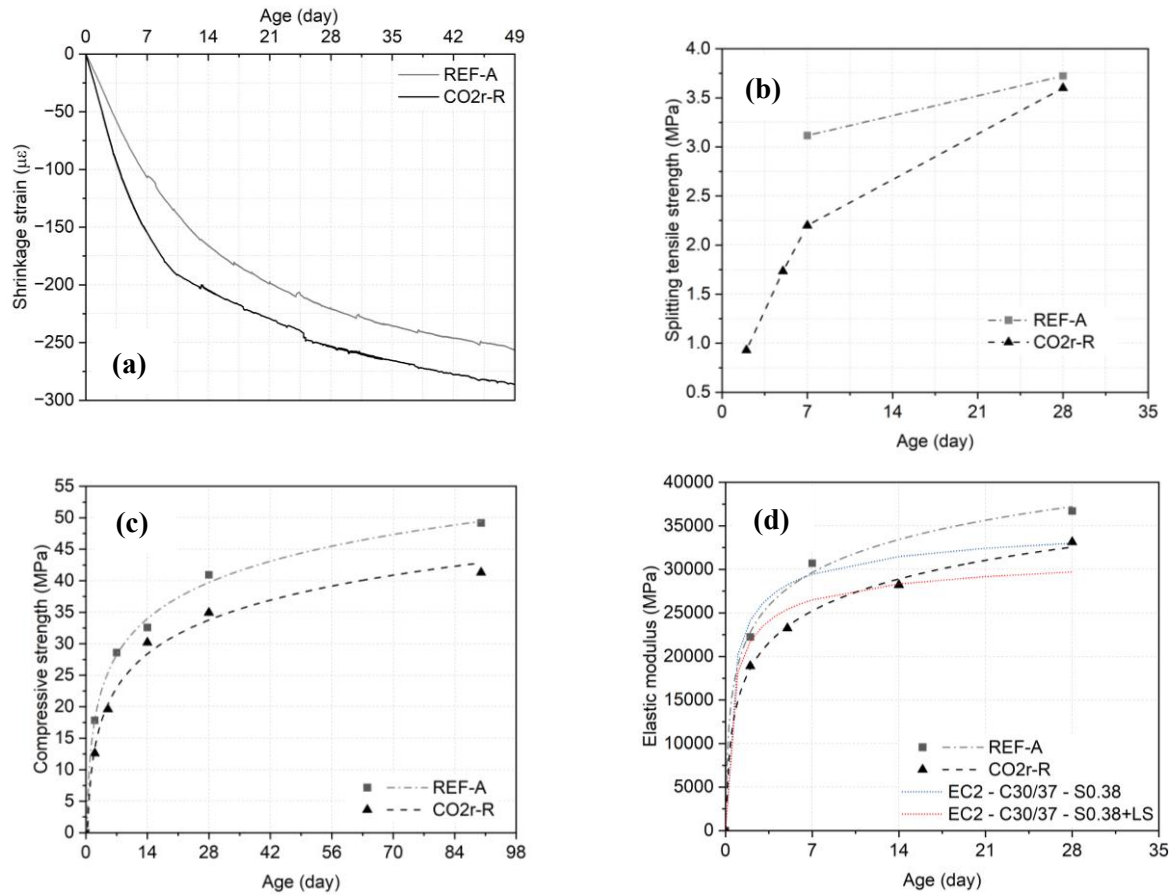


Figure 6 (a) Drying shrinkage strains, (b) splitting tensile strength, (c) cube compressive strength, and (d) static modulus of elasticity over time for RAC mix CO2r-R and reference mix REF-A in addition to EC2 prediction models accounting for slow hardening cement ($S = 0.38$) only (blue curve) and accounting for both, slow hardening cement ($S = 0.38$) and reduced aggregate stiffness (red curve) by taking limestone aggregates factor, $LS = 0.9$ (reduction of predicted elastic modulus by 10%)

which enhance mechanical interlock, improving the tensile behavior. In contrast, compressive strength is more sensitive to the higher porosity associated with the attached old mortar, resulting in reduced compression resistance.

For elastic modulus (Figure 6d), the values of CO2r-R were consistently lower than those of REF-A by an average of 10%. Despite this reduction, both mixes exhibited relatively high elastic modulus values for the achieved strength levels, likely due to the optimized particle packing in the mixes. Additionally, elastic modulus development over time was compared with Eurocode 2 (EC2 EN 1992-1-1) prediction models shown in Eq. 1 and 2 applied for a concrete class of C30/37.

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.3} * E_{cm} \quad (1)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^{(s*(1-\sqrt{\frac{28}{t}}))} \quad (2)$$

Where $E_{cm}(t)$ =elastic modulus at age t , β_{cc} is a factor relating compressive strength at age t to 28d-strength, $E_{cm} = 33000$ MPa at 28-days for C30/37, $S = 0.20, 0.25$, and 0.38 for rapid, normal, and slow hardening cement, t = age in days.

As shown in Figure 6d, REF-A almost aligned with EC2 model accounting only for slow hardening cement ($S=0.38$) up to 7 days after which it developed higher elastic modulus at 28-days. This is due to the fact that the factor S in EC2 is strictly applied for cement only in the binder and does not account for the use of SCMs. In case of CO2r-R mix, elastic modulus development did not seem to align with EC2 model even when accounting for the lower stiffness of recycled aggregates by taking the reduction factor for limestone (LS) aggregates (i.e. $E_{cm}(t)*0.9$). It is worth noting that caution must be

taken when interpreting or comparing the results of CO₂r-R mix since partial substitution of coarse aggregates was not the only parameter changing but also the binder component significantly differed from REF-A as shown in Table 1. The deviation of CO₂r-R mix from conventional cement concrete in terms of the used aggregates and binder is most likely the reason for the inconsistency with EC2 model. Therefore, developing modification factors accounting for recycled aggregate and the use of different SCMs is essential.

In terms of crack resistance, the lower elastic modulus observed for CO₂r-R could be beneficial, as it allows the concrete to accommodate higher strains while inducing lower stresses. This behavior could partially compensate for the increased shrinkage strains in CO₂r-R by keeping stress levels below the tensile capacity of the concrete.

3.5 Water penetration

Water penetration depth is commonly used as an indicator of concrete durability. Considering the concrete requirements in this study, especially water tightness, a penetration depth below 16 mm was targeted. At 90 days, CO₂r-R and the reference mix REF-A exhibited water penetration depths of 9.0 and 10.2 mm, respectively, both well below the specified limit and therefore offering a preliminary strong indication on satisfactory durability.

3.6 Environmental impact

The GWP results indicate that reducing the CEM I content while incorporating carefully proportioned AHWZ SCM and limestone powders in the RCA mix CO₂r-R resulted in an approximately 26% reduction in GWP per 1 m³ of concrete compared to the reference mix REF-A. CO₂r-R achieved a GWP of 105 kg CO₂-eq/m³, while REF-A recorded 143 kg CO₂-eq/m³. This demonstrates the effectiveness of clinker reduction combined with optimized particle packing in lowering environmental impact while maintaining satisfactory concrete performance.

4 Conclusion

This study investigated the development of CO₂-reduced recycled aggregate concrete for underground restrained elements and compared it with a reference natural aggregate concrete mix. The workabil-

ity and its relationship to recycled aggregate properties were examined, along with properties crucial for crack development such as temperature development, drying shrinkage, mechanical performance. The main conclusions are as follows:

- Pre-saturation of recycled aggregates based on their 24 h water absorption enabled effective control of the workability of recycled aggregate concrete.
- The modification applied in RAC mix, mainly using recycled aggregates beside binder component modifications, increased drying shrinkage by about 11% and led to reductions in compressive strength (~15%) and elastic modulus (~10%), while having only a minor effect on 28-day splitting tensile strength (3% reduction).
- Clinker reduction in the binder resulted in lower hydration heat development and a substantial decrease in GWP (27%).

Finally, it should be noted that the number of specimens and experimental investigations in this study was limited; therefore, more tests are needed and recommended for future studies to establish a profound conclusion. Nevertheless, the findings indicate that CO₂-reduced RCA concrete has high potential for such infrastructure applications, as a lower cracking risk can be expected. This may enable additional resource savings through minimizing the amount of reinforcement required for crack control. These aspects will be investigated by numerical analyses at the Institute of Structural Concrete at TU Graz in future studies.

5 References

- [1] L. Hao, L. Yashuai, Y. Hong-Bin, Di Wu, S. Guanqun, Q. Xu, *Examining construction waste management policies in mainland China for potential performance improvements*, Clean Technologies and Environmental Policy 23 (2021) 445–462.
- [2] J. Kim, *Influence of quality of recycled aggregates on the mechanical properties of recycled aggregate concretes: An overview*, Construction and Building Materials 328 (2022) 127071.

- [3] A.H.M. Hassan, S. Radinger, O. Rudić, B. Ratz, F. Steindl, F. Mittermayr, A. Jodlbauer, M. Wilkening, C. Grengg, *Comparative reactivity and microstructural characterization of mineral wastes in alkali activated binders*, Construction and Building Materials 495 (2025) 143697.
- [4] B. Bennett, P. Visintin, T. Xie, *Global warming potential of recycled aggregate concrete with supplementary cementitious materials*, Journal of Building Engineering 52 (2022) 104394.
- [5] S.-M. Jian, B. Wu, *Compressive behavior of compound concrete containing demolished concrete lumps and recycled aggregate concrete*, Construction and Building Materials 272 (2021) 121624.
- [6] G. Dimitriou, P. Savva, M.F. Petrou, *Enhancing mechanical and durability properties of recycled aggregate concrete*, Construction and Building Materials 158 (2018) 228–235.
- [7] Richtlinie "Innenschalenbeton", Österreichische Bautechnik Vereinigung, Vienna, Austria., accessed 2012.
- (GCC-Dry) Fine - Sector EPD, EPD International AB, Stockholm, 2021. <https://www.environdec.com>.
- Fine and coarse aggregates including recycled aggregates: SÜGB, Programm für Umwelt-Produktdeklarationen (EPD) des Schweizerischen Überwachungsverbands für Gesteinsbaustoffe Durchschnitts-EPD für Gesteinskörnungen
- Superplasticizers: Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Concrete admixtures – Plasticizers and Superplasticizers, Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Berlin, 2021. <https://epd-online.com>
- Air-entrainer: Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Concrete admixtures – Air entrainers, Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Berlin, 2021. <https://epd-online.com>

6 Appendix

6.1 GWP sources

- CEM I 42,5N SR0: BAU EPD GmbH, Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2: Zementprodukte, Bau EPD GmbH, Wien, 2023.
- AHWZ: BAU EPD GmbH, Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2: Zement bzw. aufbereitete, hydraulisch wirksame Zusatzstoffe (AHWZ) – CEM II/C-M (S-LL) 42,5 N, Flumix, AHWZ-GS, Bau EPD GmbH, Wien, Österreich, 2024. <https://www.bau-epd.at>.
- Limestone filler: Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Kalksteinmehl: Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 und EN 15804+A2, Institut Bauen und Umwelt e.V. (IBU), Berlin, 2025. <https://www.ibu-epd.com>.
- Fine Limestone: The International EPD® System, Dry ground calcium carbonate



KIRCHDORFER
CONCRETE SOLUTIONS



Verlag der Technischen Universität Graz
www.tugraz-verlag.at
ISBN 978-3-99161-109-7

