

Bauingenieur

Organ des VDI für Bautechnik

Sonderteil

**Bauen im
Bestand**

DELTABEAM® Frames und
Holz-Beton-Verbundbau –
eine zukunftsfähige Lösung



ERDBEBEN

Erdbebenanregung
von Wiener
Gründerzeithäusern

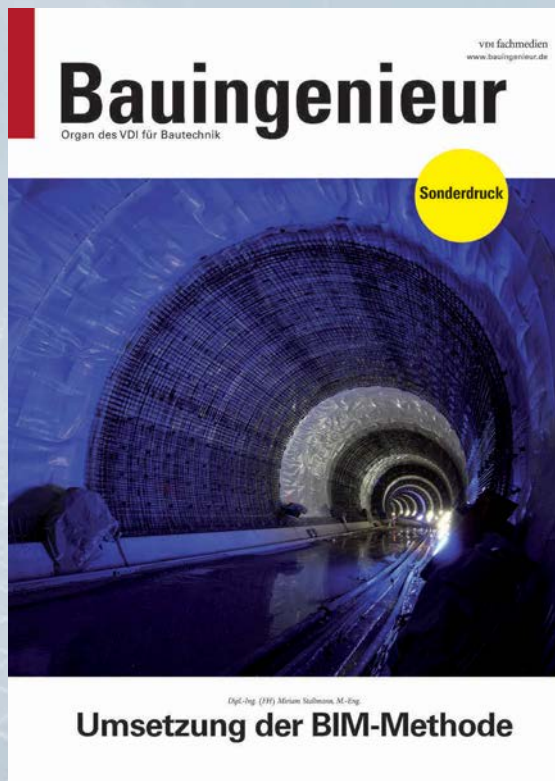
GEOTECHNIK

Bodenverbesserung mit
Recyclingmaterial

STUDIENPROJEKT

Eine Brücke
aus Papier

Sonderdrucke: Werbewirksames Marketing- und PR-Instrument



UNSER
ANGEBOT



In einer unserer Fachzeitschriften ist ein Beitrag von Ihrem Unternehmen erschienen?
Nutzen Sie das für eine PR-Aktion der besonderen Art – lassen Sie einen werbewirksamen
Sonderdruck davon erstellen:

- Sonderdrucke werden individuell nach Ihren Wünschen gestaltet
- Logo und Kontaktdaten können eingefügt werden
- Fremdanzeigen und Fremdtex te werden entfernt
- Sonderdrucke sind kostengünstig und lassen sich vielseitig einsetzen
(z. B. auf Ihrem Messestand, für Kunden und Mitarbeiter etc.)

Profitieren Sie vom Imagetransfer und dem hohen Renommee unserer Fachzeitschriften.

Ihr Kontakt für Informationen oder ein Angebot:

Kornelia Grund, Telefon: +49 211 6103-369, kgrund@vdi-fachmedien.de

Eine latente Gefahr, die wir nicht ignorieren können

Bis in kaum absehbare Zeit ist unsere moderne Gesellschaft auf die Produktion mineralischer Rohstoffe angewiesen. Insbesondere Eisenmetalle, seltene Erden und Edelmetalle sind nicht nur für die technologische Weiterentwicklung und den Wohlstand unserer Zivilisation, sondern auch für die Minderung des ökologischen Fußabdrucks dieser Entwicklungen unverzichtbar. Bei der Gewinnung der Rohstoffe, die teilweise nur einen verschwindenden geringen Anteil an der Gesamtmenge des abgebauten Erzes ausmachen, fallen erhebliche Mengen an mineralischen Rückständen (engl. Tailings) an. Berichte zufolge liegt die derzeitige jährliche Produktion von Bergbaurückständen bei der gewaltigen Menge von einer Milliarde Tonnen. Zur besseren Vorstellung: Mit dieser Menge kann eine Fläche so groß wie London (1 600 km²) mit einer 100 Meter dicken Tailings-Schicht bedeckt werden!

Bergbaurückstände sind oft Schlämme, die aus Sand-, Schluff- und Tonpartikeln sowie den chemisch belasteten Flüssigkeiten bestehen, die für die Erzaufbereitung benötigt werden. Die Schlämme werden in riesigen Sedimentationsbecken (engl. Tailings Storage Facility bzw. TSF) gepumpt, deren Rückhaltedämme überwiegend aus den gröberen Bestandteilen der Tailings hergestellt werden. Durch physikalische Prozesse, wie Konsolidierung, Kriechen und Alterung sowie chemische Prozesse entstehen aus den Schlämmen strukturempfindliche, bodenähnliche Materialien mit sehr lockerer Lagerungsdichte beziehungsweise flüssiger Konsistenz, die eine ausgeprägte Zusammendruckbarkeit und eine sehr niedrige Scherfestigkeit insbesondere unter undrained Bedingungen aufweisen.

Vorfälle mit einem katastrophalen Versagen von Tailings-Dämmen und verheerenden Konsequenzen für den Menschen und die Umwelt sind leider keine Seltenheit. Tatsächlich ist die Versagenswahrscheinlichkeit für TSFs zwei Größenordnungen größer als für konventionelle Wasserrückhaltedämme. Ungeachtet der ununterbrochenen internationalen Anstrengungen in den letzten Jahrzehnten, die Standsicherheit von TSFs zu verbessern, wurden in den letzten vier Jahren neun Versagensfälle mit gravierenden Auswirkungen weltweit verzeichnet. In Bezug auf die Nachhaltigkeit der Rohstoffgewinnung sind diese Zahlen alarmierend und offenbaren die Einschränkungen und Defizite der heutigen Vorgehensweise zur Beurteilung der Standsicherheit von TSFs.

Der Handlungsbedarf für die Forschung ist in diesem Kontext so eindeutig und akut wie selten sonst. Primär muss das zeitlich veränderliche, mechanische und hydraulische Verhalten von Tailings besser verstanden werden. Dafür aber ist erst die Entwicklung von geeigneten Labor- und Felduntersuchungsverfahren erforderlich, da die aus der Bodenmechanik bekannten Verfahren hier in der Regel an die Grenzen der Anwendbarkeit stoßen. Auch der rechnerische Nachweis der Standsicherheit für solche Bauwerke sollte neu aufgerollt werden: Die übliche Grenzzustandsbetrachtung der Standsicherheit, die auf der für Tailings fragwürdigen Annahme eines starrplastischen Scherversagens des Materials basieren, müssen durch moderne numerische Verfahren der Verformungsprognose und fortgeschrittene Stoffmodelle ersetzt werden. Wesentliche Versagensmechanismen, wie die Verflüssigung, sind hierbei zu berücksichtigen. Verfahren zu Monitoring und Prognose des Verhaltens von TSF müssen in Sinne der Beobachtungsmethode integriert werden. Auch das langfristige Verhalten von mineralischen Dichtungen und Kunststoffabdichtungsbahnen sowie Dränagesystemen in solchen Bauwerken ist noch zu klären.

Der derzeit dringend notwendige, aber erst noch zu erzielende Fortschritt soll uns in die Lage versetzen, robuste Systeme zur Beurteilung des Bauwerksverhaltens über die Zeit und des Versagensrisikos sowie zur Warnung und Alarmierung zu entwickeln.

Auch wenn eine Annäherung an eine Lösung viel interdisziplinäre und internationale Arbeit erfordert, sollte die Geotechnik ihre zentrale und koordinierende Rolle bei dieser herausfordernden Aufgabenstellung nicht verweigern. Visionäre Wissenschaftler sind hierzu gefragt, um dieses fundamentale Kapitel der geotechnischen Forschung fortzuschreiben.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani, M.Sc.

Lehrstuhl / Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau – Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

Abb.: Technische Universität München



6 Die neuen Fugen der Rheinbrücke Baerl sind geräuschgemindert.
Abb.: MAURER



12 Eine Holz-Beton-Konstruktion ermöglicht den offenen und flexibel gestaltbaren Campus für legero. Abb.: legero united

Editorial

- A 3** Eine latente Gefahr, die wir nicht ignorieren können, *R. Cudmani*

Bauen im Bestand

- A 6** BRÜCKENSANIERUNG Schwenktraversenfugen eingehoben
- A 8** CARBONBETON Schwimmend verlegt, *D. Koch, B. Neuberger*
- A 10** TUNNELBAU Lösungen im laufenden Betrieb
- A 11** TRAGFÄHIGKEIT Betonbogenbrücke saniert

Verbundbau

- A 12** HOLZ-BETON-KONSTRUKTION Offen und flexibel gestaltet
- A 14** GUSSASPHALT Zukunftsfähige Baukonstruktion für Parkhäuser, *R. Hofmeister*

Weit gespannte Tragwerke

- A 15** KALKSANDSTEIN Festigkeit erlaubt Belastbarkeit
- A 16** LOGISTIKZENTRUM Systembau für Parkhäuser und Hallen

Produkte und Projekte

- A 17** GLASBAU Isolierglasfuge mit Transparenz
- A 17** REAKTIONSHARZ Kraftschluss gesichert
- A 18** MEMBRAN Fließendes Gewand
- A 18** CARBONFASER Moderner Baustoff und Denkmalschutz
- A 19** VERBUNDKONSTRUKTION Industrialisierung des Bauprozesses

- A 20** FASSADE Temporäres Gebäude

- A 20** BERECHNUNG Windlasten auf CFD-Basis generieren

- A 21** APP Projektfortschritt erfassen

- A 21** RESSOURCENPLANUNG Managementlösungen aktualisieren

Rubriken

- A 22** VDI-Fachbereich Bautechnik

- 471** Vorschau Januar 2020

- 512** Impressum

Hauptaufsätze

- 461** ERDBEBEN Tragwerksantwort Wiener Gründerzeithäuser unter Erdbebenanregung auf Grundlage des Wiener Erdbebensatzes, *L. Moschen, K.T. Tsalouchidis, C. Adam*

- 472** GEOTECHNIK Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bau-schutt – Ansatz zur Prognose der Verdichtungseigenschaften, *C. Henzinger*

Bitte
beachten Sie
die Stellenanzeige
am Ende dieser
Ausgabe!



5 500 Fertigteile verbaut Max Bögl für ein großes Logistikzentrum in Oelde. Abb.: Firmengruppe Max Bögl – Luftbild Crew Hamburg

480 BERECHNUNG Ausgleich von Diskontinuitäten im Untergrund durch geotextilbewehrte Polsterschichten, *F. Christ, D. König, O. Detert, T. Schanz*

488 GEWEBTE TEXTILMEMBRANE A new nonlinear polyconvex orthotropic material model for the robust simulation of technical fabrics in civil engineering applications at large strains – Validation with large-scale experiment, *M. Motevalli, J. Uhlemann, N. Stranghöner, D. Balzani*

498 STUDIENPROJEKT Eine Brücke aus Papier – ein Projekt für Studierende des Bauingenieurwesens, *J. Lange, A. von der Heyden, U. Knaack, E. Kanli*

504 FORSCHUNG UND ENTWICKLUNG Wirtschaftlichkeitsbetrachtung von Rüstungen bei der Betonsanierung von Bestandsbrücken, *F. Gschösser, D. Laich, A. Tautschnig*



Das erste Holzhochhaus der Schweiz heißt Suurstoffi 22. Der Entwurf stammt von Burkhard Meyer Architekten und steht im zugerischen Risch-Rotkreuz. Das Tragwerk des zehn-geschossigen Bürobaus beruht auf einer Holz-Beton-Hybridkonstruktion in Kombination mit Peikko DELTABEAM Stahlverbundträgern. Abb.: Peikko

BRENNT NICHT UND DÄMMT NATÜRLICH!

Eine moderne Außendämmung besteht aus genau einer Schicht POROTON®-WDF® und einer Endbeschichtung aus Leichtputz. Die Wärmedämmfassade POROTON®-WDF® ist eine massive Ziegelwand, gefüllt mit natürlichem Perlit. Sie ist einfach und sicher in der Verarbeitung, widerstandsfähig und langlebig und bietet hohen Brandschutz (Baustoffklasse A2 – s1,d0).



Kapillaraktive Innendämmung mit POROTON®-WDF® ist überall dort einsetzbar, wo eine Außendämmung nicht möglich oder ungünstig ist, z. B. wenn denkmalpflegerische Aspekte berücksichtigt werden müssen. Sie ist schadstofffrei und klimaregulierend. Sie wird einfach und sicher verarbeitet, brennt nicht – und der Dübel hält auch!





Die neuen Fugen der Rheinbrücke Baerl sind geräuschgedämmt. Abb.: MAURER

Schwenktraversenfugen eingehoben

Insgesamt 90 Meter Dehnfugen wurden 2017 und 2019 an der Rheinbrücke Baerl ausgetauscht. Die größte der vier Einzelfugen hatte eine Länge von 23,15 Metern und wog 25 Tonnen.

Die Rheinbrücke Baerl gehört zum Emscherschnellweg (BAB 42) und verbindet die Duisburger Stadtteile Baerl und Beeckerwerth. Sie ist insgesamt 1 030 Metern lang, die größte Spannweite über den Rhein beträgt 310 Meter. Zwei Stahlpylone mit Schrägseilen tragen die Hauptlast.

Nach knapp 30 Jahren war eine gründliche Sanierung der gesamten Brücke geboten. Die alten Fugen waren 1989 eingebaut worden, als eine der ersten Schwenktraversen-Dehnfugen von

Maurer. Parallel zum Fugentausch wurde an Beton, Belag und Leitplanken gearbeitet.

Der Emscherschnellweg ist stark befahren. Das verursacht einerseits den Sanierungsbedarf und macht andererseits die Sanierung komplex, denn der Verkehr muss weiter laufen. Als Hauptunternehmer war Maurer deshalb auch für die 4 + 0-Verkehrsführung zuständig, das heißt: Der Verkehr wurde während der beiden Bauabschnitte 2017 und 2019 von drei auf zwei Fahrspuren je Fahrtrichtung reduziert und jeweils auf eine Brückenhälfte geleitet. Damit war die andere Brücken-

seite vollständig gesperrt und konnte umfassend saniert werden.

Einsatz von Wasserstrahl

Das Freilegen der alten Übergänge (Typen DS 845 LVR und DS 520 LVR) erfolgte durch Höchstdruckwasserstrahlen. „Das war ein hartes Stück Arbeit und sehr aufwendig“, berichtet Holger Redecker, Niederlassungsleiter für Maurer Nordeuropa in Dortmund, „denn die größten Aussparungen waren zwei Meter breit und ein Meter tief.“ Wasserstrahlen ist langwieriger und teurer als klassisches

Ausstemmen, verbreitet sich aber in der Sanierung immer mehr. Einer der Gründe: Es verursacht keine relevanten Vibrationen und schont damit die vorhandene Bausubstanz.

23 Meter Fuge am Stück

Pro Bauabschnitt wurden je eine Schwenktraversen-Dehnfuge XLS 900 und XLS 600 bei Maurer München gefertigt. Sie erlauben Brückenbewegungen von 855 und 570 Millimetern. Schwenktraverse bedeutet, dass schrägliegende Träger an der Unterseite der Dehnfuge die Lamellenabstände so steuern, dass sie untereinander immer annähernd gleich groß sind. Die Brückenbewegungen werden also gleichmäßig auf die Lamellenabstände verteilt.

Alle vier Dehnfugen mit ihren bis zu 23,15 Metern Länge wurden an einem Stück per Sondertransport geliefert und vor Ort mit einem 100-Tonnen-Kran eingesetzt. Die schwerste XLS 900 wog 25 Tonnen.



Das Einheben einer Dehnfuge erfolgt mit einem 100-Tonnen-Kran. Abb.: MAURER

Die neuen Fahrbahnübergänge ersetzen nicht nur die alten, sondern sind, durch aufgesetzte Rauten, geräuschgemindert. Beim Befahren ist nun kein Unterschied zwischen Asphalt und Übergangskonstruktion mehr zu hören. Dieser

Überfahrkomfort kommt nicht nur dem Schallschutz und den Fahrzeugen zugute, sondern auch der Bauwerksstruktur: Die Ermüdungsbeständigkeit ist höher, weil die Aufprallkräfte nahe Null gehen.

Steuerung der Baustelle

Neben dem technischen Know-how wird das Baustellenmanagement immer wichtiger: „Sanierung und Ersatzneubau sind oft komplexer als Neubauten“, weiß Redecker. „Der Platz ist begrenzt und fast immer ergeben sich vor Ort Fakten, die kein Planer vorhersehen kann.“ Dazu kommen die Belastung durch den nahen Verkehr und der Zeitdruck, die Straße möglichst schnell wieder voll befahrbar zu machen.

Auf der Rheinbrücke Baerl erforderte die Sanierung pro Fahrtrichtung drei Monate: für Verkehrssicherung, Ausbau, neue Bewehrung, Einbau, Betonieren, Asphaltieren und Nacharbeiten. Nun soll die Brücke wieder gut 40 Jahre ihrem Zweck dienen.

www.maurer.eu

KREATIVE FASSADEN

Was für das Gürteltier der Panzer, ist für das Gebäude die Fassade. Beides schützt und sorgt gleichzeitig für ein harmonisches Gesamtbild. Mit HALFEN Fassadenplattenankern lassen sich jedoch noch deutlich eindrucksvollere Fassaden realisieren.



HALFEN
A CRH COMPANY

Einfach und schnell montiert mit dem HALFEN Fassadenplattenanker.

Elegant und stilsicher – das ist die vorgehängte Betonfassade. Mit dem Verankerungssystem von HALFEN lässt sich die Betonfassadenplatte schnell und einfach an der Beton-Tragschicht montieren. Dabei ist der Fassadenplattenanker besonders **innovativ**: Nun können damit auch dünne Betonfassadenplatten befestigt werden.

YOUR BEST CONNECTIONS



Mit Carbonbeton konnte die Siegerlandhütte auf den Stubaier Alpen saniert werden. Abb.: Detlef Koch

Schwimmend verlegt

D. Koch, B. Neuberger

Auf 2 710 Metern Höhe liegt in den Stubaier Alpen die Siegerlandhütte. Die Sanierung der Bodenfläche erfolgte durch ein Instandsetzungskonzept mit Carbonbeton, verbaut als schwimmender Estrich.

Die Siegerlandhütte in den Stubaier Alpen auf 2 710 Metern Höhe erwies sich als ein ungewöhnliches Instandsetzungsobjekt. Im Keller der Hütte sollte Carbonbeton als schwimmender Estrich verlegt werden. Im Zuge der Ausführung zeigten sich die schwierigen Untergrund- und Witterungsbedingungen als Herausforderung der Arbeiten.

Im Keller der Hütte fand sich ausschließlich Lehm- und Felsboden vor, was einen zusätzlichen Aufbau erschwerte. In dieser Höhe herrscht über circa acht Monate Dauerfrost (bis zu -40°C). Ohne Beheizung war beispielsweise – auch Ende Juni – kein Arbeiten möglich, da bei

Betreten des Kellers eine circa vier Zentimeter hohe Vereisung vorgefunden wurde.

Hindernisse der Sanierung

Aber auch häufige Überschwemmungen bei Schneeschmelze in den Sommermonaten und zeitweise drückendes sowie aufsteigendes Wasser erschweren die Wahl des geeigneten Systems. Der Keller der Siegerlandhütte wird hauptsächlich als Bierfasslager genutzt, wodurch hohe mechanische Lasten abgetragen werden müssen. Auch stellten die Hygieneanforderungen der Landesbehörden an Lagerräume von Gaststätten eine weitere Einschränkung dar. Zusätzlich kamen logistische

Hindernisse wie geringe Deckenhöhen (1,70 m), steile Treppen, Materialtransporte per Hubschrauber und eine schlechte Zugänglichkeit durch kleine Fenster hinzu. Das Öffnungsmaß des Fensters für den Materialtransport hatte dabei nur eine Grundfläche von 70 cm x 70 cm bei einer Tiefe von zwei Metern.

Konzept mit Carbonbeton

Um den schwierigen Bedingungen gerecht zu werden, erfolgte für die Sanierung der Bodenfläche ein Instandsetzungskonzept mit Carbonbeton, verbaut als schwimmender Estrich.

Die Verlegung von Carbonbeton als schwimmender Estrich erfolgt bei Be-

standsbauten oft dort, wo ein Verbund kaum zu realisieren ist und mit auftretenden Zwangsbeanspruchungen zu rechnen ist. Die Carbonbewehrung dient dabei zur flächigen Aussteifung sowie zur Begrenzung der Rissbreiten. Dabei werden deutlich feinere Rissbilder erzielt als bei der Verwendung von gewöhnlichen Estrichgittern oder gängigen Stahlbetonbodenplatten.

Ausführung der Arbeiten

Zunächst musste der Keller circa 20 Zentimeter ausgeschachtet werden, um eine ausreichende Arbeitshöhe zu gewährleisten, zumal die Hygieneanforderungen ebenfalls eine abgehängte Decke erforderlich machten. Der Carbonbeton wurde dann mit einer Schichtdicke von 20 Millimetern bis 50 Millimetern mit einem Estrich-Beton auf einer Folie verlegt. Zum Einsatz kam ein SBR beschichtetes Carbon-Gelege, welches lediglich ein Flächengewicht von 300 g/m² aufweist. Als Applikationsvariante wurde das Laminier-



Mit dem Laminierverfahren wurde das Carbon-Gelege eingearbeitet. Abb.: Detlef Koch

verfahren gewählt, bei dem zuerst eine Schicht Estrich-Beton vorgelegt, dann das Carbon-Gelege aufgelegt und eingearbeitet wird. Abschließend wird nochmals Estrich-Beton mit circa ein Zentimeter Betondeckung aufgetragen.

Logistikproblem gelöst

Auch den logistischen Hindernissen wirkte der Carbonbeton entgegen. Durch die Möglichkeit, auch mehrere hundert

Quadratmeter Bewehrung als Rollenware mit kleinem Packungsmaß und geringem Gewicht zu verladen, konnte der Transport mit einem Hubschrauber erfolgen. Der Estrich-Beton konnte in Bigbags verladen und an der Hütte abgesetzt werden. Auch der Umgang auf der Baustelle ließ sich trotz geringer Deckenhöhe und kleinem Einstieg dadurch abwickeln. ■

www.betonbeschichtung.net



Detlef Koch
Geschäftsführer

Abb.: Detlef Koch



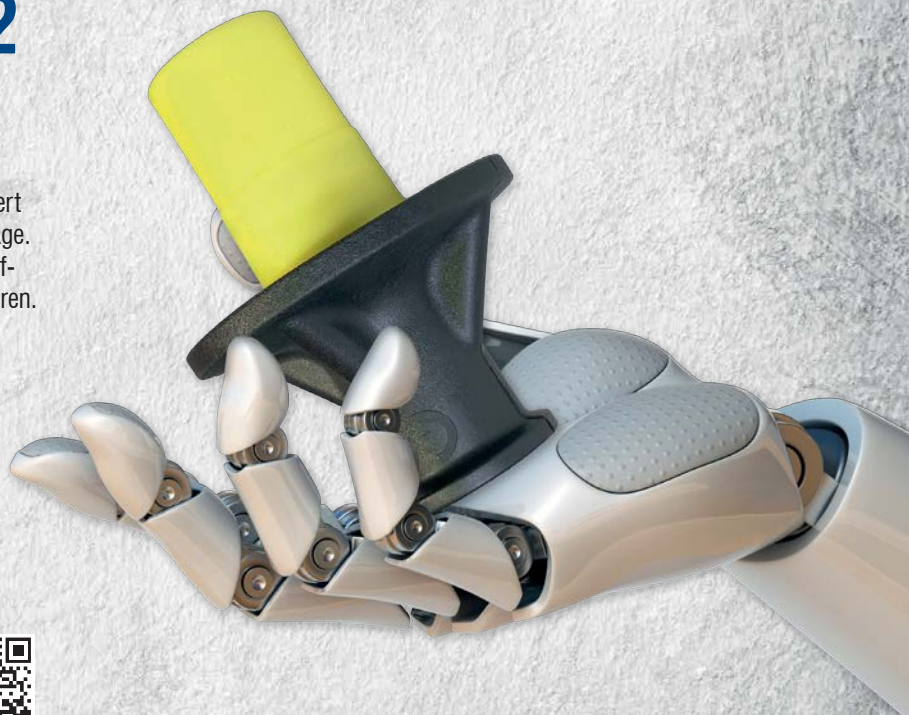
Björn Neuberger
Koch GmbH

Abb.: Detlef Koch

PFEIFER

Der neue MoFi 12 Robotic!

Der neue Anker zur Schrägstützen-Befestigung verhindert das Kippen von Wänden aus Beton während der Montage. Der MoFi lässt sich nun mittels elektromagnetischer Aufnahme am Schalungsroboter auch automatisiert platzieren.



Weitere Produktinformationen
finden Sie online unter:

www.pfeifer.info/mofi-anker



Lösungen im laufenden Betrieb

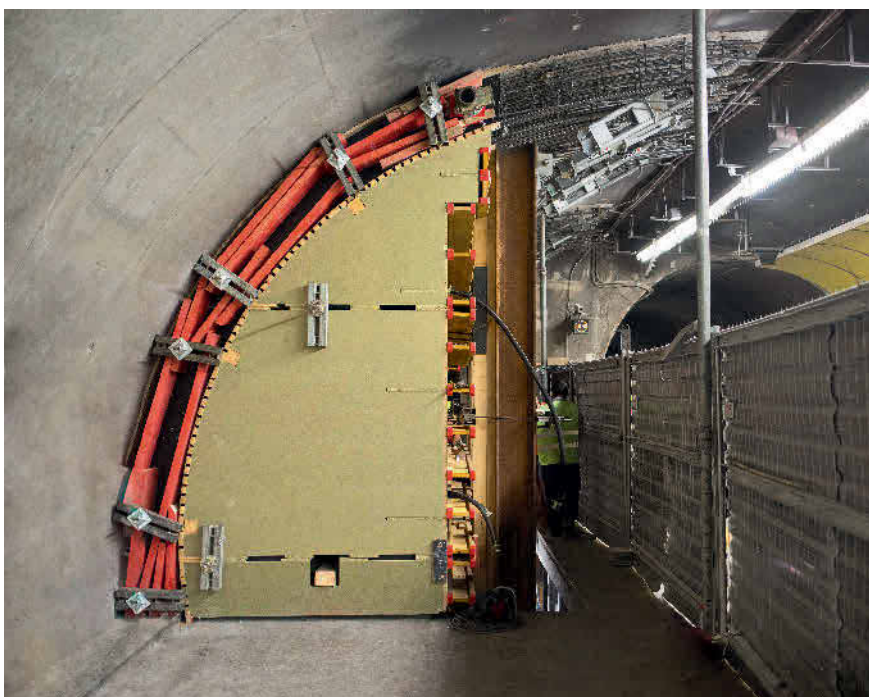
Der U-Bahnhof am Sendlinger Tor gehört zu einem der zentralen Knoten im Münchener Verkehrsnetz. Seit 2017 laufen die Bauarbeiten, um das Drehkreuz fit für die Zukunft zu machen.

Die Risse im Gewölbe der U-Bahn am Sendlinger Tor, knapp 20 Meter unter dem Grundwasserpegel, ziehen die Aufmerksamkeit von Andreas Scherzl von Meva auf sich: „Die letzten 48 Jahre haben an der Substanz des Bauwerks genagt. Der Beton ist durch Sickerwasser geschädigt.“ Nur wenige Meter von der massiven Sonderkonstruktion für eine Ulmenverstärkung (Stützbetonage) entfernt, rauscht die U2 an den Bahnsteig. Alle Arbeiten zur Sanierung erfolgen im laufenden Betrieb. So auch die Tunneldurchbrüche zwischen den zwei Bahnsteigen, für deren Abstützung das Schalungsunternehmen eigene Sonderlösungen entwickelt hat.

Vier Durchbrüche wurden zwischen der Bestandstunnelröhre und der Baugrubenwand im Schutze einer aufwendigen Vereisung im 7-Tage-Betrieb mit Tag- und Nachtschicht durchgeführt. Für die Herstellung der Durchbrüche kamen Schalungssysteme und Rüstung von Meva zum Einsatz.

Betonage vom Gleis aus

„Neben den oberirdischen Baumaßnahmen mit den Stützböcken STB 450 war wohl unsere Sonderkonstruktion für die Abstützung der U-Bahnrohre bisher die interessanteste Bauabschnitt“, beschreibt Scherzl. Um den steigenden Fahrgastzahlen gerecht zu werden, wurde die unterirdische Verbindung zwischen den Bahnsteigröhren der U-Bahn um zwei Verbindungstunnel erweitert. Zur Sicherung der Tunnelwände und -decken lieferte der Schalungshersteller eine Sonderkonstruktion für die Stützbetonage der neuen Tunnelein- und -ausgänge. Schon die Anlieferung und Montage der Kon-



Bei der Sanierung des zentralen Knotenpunktes im Münchener Verkehrsnetz Sendlinger Tor kommen Sonderkonstruktionen zur Abstützung der U-Bahnrohre zum Einsatz. Abb.: MEVA

struktion war knifflig. Richtig spannend wurde es dann bei der Betonage. So wurde der Beton über einen speziellen Transportwagen über die U-Bahn-Gleise angeliefert und in die Schalungen verfüllt.

Einsatz in allen Bereichen

Entsprechend den jeweiligen Anforderungen kommen neben diversen Sonderkonstruktionen noch drei weitere Systeme zum Einsatz: Für die Betonagen in den großen Baugruben der Sonnenstraße bewähren sich die Stützböcke STB 450. Gerade bei Schalungshöhen von bis zu 7,5 Metern zahlt sich die Flexibilität des Systems aus, denn die Aufsätze lassen sich

aufstocken. So kann das System unter der Baugrubenaussteifung an die Höhe angepasst werden. Im teilweise unterirdischen Baubetrieb kamen die Schalungen AluStar und StarTec zum Einsatz. Die Systeme sind kompatibel und verbinden als Produktfamilie kranunabhängige Aluminium- und großformatige Stahlschalungen. Gerade für Bauabschnitte unter der Decke bietet die agile Handhabung Vorteile.

Die Bauarbeiten rund ums Sendlinger Tor laufen noch bis April 2020. In diesem Jahr beginnen die Hochbauarbeiten für den Eingangsbereich des U-Bahnhofs am Sendlinger Tor-Platz.

www.meva.net

Betonbogenbrücke saniert

Die 1905 über die Schwarze Elster bei Neu-deck errichtete Brücke ist eine der ältesten Betonbogenbrücken Deutschlands. Bei ihrer Sanierung wurden die Bögen mit rund 200 Kubikmeter Leichtbeton verfüllt.

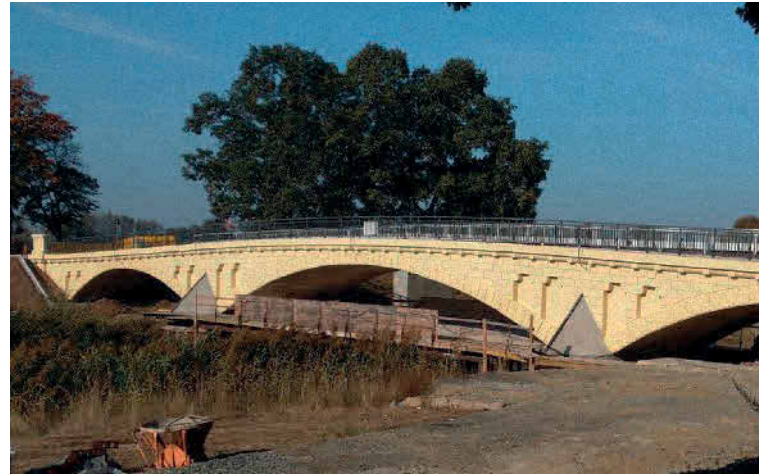
Beton, wie wir ihn heute kennen, war Anfang des 20. Jahrhunderts noch ein innovativer Baustoff. Umso kühner war daher damals auch der Gedanke, daraus eine ganze Brücke zu bauen. Zwischen 1904 und 1905 wurde dieser Plan bei Neu-deck in die Tat umgesetzt. Hier entstand eine dreibogige Brücke über die Schwarze Elster. Errichtet wurde das denkmalgeschützte Viadukt, das zu den ältesten Betonbogenbrücken Deutschlands zählt, aus unbewehrtem Stampfbeton. Die gut 70 Meter lange Brücke ist rund 6,50 Meter breit, die lichte Weite des mittleren Strombogens beträgt 24,15 Meter, die der beiden seitlichen Flutbögen 16,35 Meter. Die vergleichsweise flachen Bögen sind seitlich so strukturiert, dass der Eindruck einer Natursteinverblendung entsteht.

Intakt seit über 100 Jahren

In der Annahme, die Betonbogenbrücke sei akut einsturzgefährdet, wurde das Viadukt Mitte der 1990er-Jahre für den Verkehr gesperrt. Direkt daneben entstand eine Behelfsbrücke. Ein kürzlich erstelltes Gutachten machte jedoch klar: Stabilität und Tragfähigkeit des Bauwerks sind nach weit mehr als hundert Jahren intakt und mit einer gewissen Ertüchtigung für den heutigen Bedarf ausreichend. Daraufhin begann die denkmalgerechte Sanierung des Viadukts. Zunächst wurde die Fahrbahndecke rückgebaut. Darunter zeigte sich die Füllung der Bögen, die aus Bauschutt bestand und ebenfalls entfernt wurde. Im Zuge der Sanierungsmaßnahmen wurden anschließend die Bögen zur Erhöhung der Dichtigkeit verpresst. Im Anschluss wurden die seitlichen Wangen samt Querstegen aus Normbeton erstellt. Diese bilden das Grundgerüst der Brücke und sichern deren Tragfähigkeit. Damit waren die grundlegenden Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen abgeschlossen.

Leichtbeton als Füllung

Nach dem Bau der Wangen und Querstege stellte sich die Frage, womit sich die Brückenbögen am besten wieder verfüllen ließen. Benötigt war hier ein Baustoff, der sich sowohl von seiner Materialität her als auch unter statischen Gesichtspunkten ins Bauwerk einfügt. Die Lösung für diese Anforderungen bot Liapor-Leichtbeton. Zum Einsatz kamen insgesamt rund 200 Kubikmeter Leichtbeton vom Typ LC20/22 D1.4 mit 155 Kubikmeter Liapor F6,5 und 110 Kubikmeter Liapor Sand K0/2. Der ver-



Bei der Sanierung der historischen Betonbogenbrücke galt es, ihre Tragfähigkeit zu ertüchtigen. Abb.: Rentsch & Balke Tiefbau GmbH

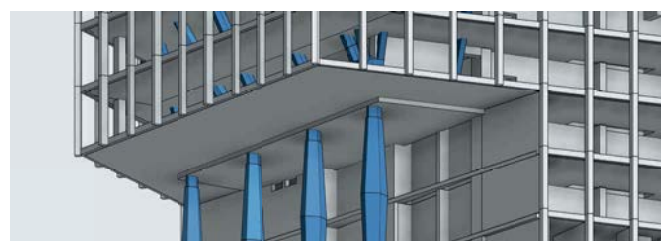
wendete Leichtbeton ist tragfähig, zeichnet sich aber auch durch sein geringes Gewicht aus. Gleichzeitig passt er von der Materialität zum restlichen Bauwerk.

Der Eintrag des Leichtbetons in die Brückenbögen erfolgte im März 2018. Der Baustoff wurde mit Schüttkübeln fachgerecht eingebaut, mit Rüttelflaschen verdichtet und oberseitig abgezogen. Seitdem bildet der Leichtbeton das neue Herzstück im Inneren des geschichtsträchtigen Viadukts. Das Äußere der Brücke erscheint dagegen originalgetreu im alten Stil. Im Oktober 2018 erfolgte die Verkehrsfreigabe der Brücke, die ein bedeutendes Stück Zeitgeschichte in der Brückenbaukunst des frühen 20. Jahrhunderts darstellt. ■

www.liapor.com

STARK GEPLANT. MIT BIM.

 Schübler-Plan



Berlin · Düsseldorf · Frankfurt am Main · Darmstadt · Dortmund · Dresden
Erfurt · Halle an der Saale · Hamburg · Hannover · Karlsruhe · Köln · Leipzig
Ludwigshafen · München · Neustrelitz · Nürnberg · Potsdam · Stuttgart
Warschau www.schuessler-plan.de



Eine Holz-Beton-Konstruktion ermöglicht den offen und flexibel gestaltbaren Campus für legero. Abb.: legero united

Offen und flexibel gestaltet

Zwei kreisförmige Gebäude, die wie Satelliten anmuten, werden zum neuen Headquarter des Schuhproduzenten legero. Hinter der Umsetzung steht eine ganzheitliche Planung: Eine Holz-Beton-Konstruktion, die einen flexiblen Auf-, Zu- und Umbau erlaubt.

Das neue legero united Headquarter besteht aus einem ringförmigen Gebäude, dessen Höhe jederzeit aufgestockt werden kann. Damit wurde dem Wunsch des Kunden nach einem mitwachsenden Firmensitz entsprochen. Neben dem Büroring liegt das Outlet. Seine fließende Raumfolge wird gegliedert durch weitere Zylinder unterschiedlicher Größe und Funktion sowie durch eine umlaufende Galerie. Der innovative Campus übersetzt nicht nur die Unternehmensphilosophie von Entwicklung und Gemeinschaft in ein Gebäude-Gesamtkonzept, sondern zeigt auch die Symbiose von ausgefeilter Haustechnik, nachhaltigen Materialien und flexiblen Ausbaumöglichkeiten innerhalb der Büroräumlichkeiten.

Holz und Beton im Verbund

Die Holz-Beton-Konstruktion des legero united campus erlaubt es, die Geschosse weiträumig und individuell zu planen und zu errichten. Sichtbare Holzoberflächen, mögliche Installationen an der Deckenunterseite in Längs- und Querrichtung sowie eine limitierte Anzahl von Aussteifungselementen waren wichtige Parameter bei der Entscheidung für die Holzbetonverbunddecke. Bereits im Wettbewerb wurde vom Bauherrn der Wunsch geäußert, das Gebäude für eine mögliche spätere Aufstockung auszuliegen. Da die Stahlbetondecke über dem Erdgeschoss als Abfangdecke dient, war das Eigengewicht der darüber liegenden Kon-

struktion von Anfang an ein wichtiges Kriterium bei der Wahl der Baustoffe. Neben diesen Überlegungen spielte auch der Entwurfsgedanke des Architekten eine zentrale Rolle bei der Entwicklung des Tragwerks.

Die Geschossdecke des kreisringförmigen Grundrisses wird dabei jeweils in den Fassadenachsen und in der Mittelachse gestützt, wo ein deckengleicher Unterzug die Ausbildung als Flachdecke ermöglicht, wie etwa eine geringe Konstruktionshöhe oder Flexibilität in der möglichen Installierung. Die erforderliche weitgespannte Deckenscheibe ist durch den Aufbeton hoch wirtschaftlich und kann fast ohne zusätzlichen Aufwand realisiert werden.

Unterschiedliches Raster

Aufgrund der verschiedenen Nutzungen der Erdgeschoss- und Obergeschosszonen mussten unterschiedliche Stützenraster berücksichtigt werden. Die Lastenleitung vom Obergeschoss in Holzbauweise in die Stahlbetondecke über dem Erdgeschoss erfolgt unterzugsfrei. So kann eine einheitliche Untersicht der Stahlbetondecke in Sichtbetonqualität bewahrt werden.

Das Projekt wurde, trotz großer Bauteilgeometrie im Hauptbauteil, ohne Bauteilfuge konzipiert. Der beigeschlossene Shop sowie die Innenhofringe wurden mit Bauteilfugen abgetrennt.

Bei der Holz-Beton-Konstruktion des legero united campus wurde besonderes Augenmerk auf Nachhaltigkeit gelegt. So wer-



Das gesamte Gebäude ist von einem Holztragwerk überspannt. Abb.: Peikko

den nur heimische Hölzer und, wo es möglich ist, Recyclingbeton verwendet. Die Dämmung besteht aus nachwachsenden Rohstoffen wie Holzfaser, Hanf, Flachs, Schafwolle und Zellulose.

Ein tragender Verbund

Der Einsatz des Deltabeam Verbundträgersystems im gesamten Ringgebäude ermöglicht nicht nur eine Reduktion der Konstruktionshöhe, sondern auch eine flexible Innenraumgestaltung und eine einfache Leitungsführung für die Heizung und Kühlung des Gebäudes. Der im Verbundträger integrierte Brandschutz spart den Aufwand der Verkleidung ein.

„Durch die großen Spannweiten ohne tragende Innenwände entsteht ein hochflexibler Geschoßgrundriss.“
Reinhard Ertl, Geschäftsführer des Projektpartners Peikko Austria

Am legero united campus wurde eine 250 Millimeter starke Holzbetonverbunddecke ausgeführt. Durch die Verwendung der Träger als Auflager in der Mittelachse wird die Konstruktionshöhe um 36 Zentimeter reduziert. Zusätzlich können an der Fassadenfläche bei gleichem nutzbarem Raumvolumen circa 170 Quadratmeter eingespart werden. Aber auch das fürs Heizen und Kühlen relevante Raumvolumen konnte um rund 1 000 Kubikmeter pro Geschoß verringert werden.

Flexible Gebäude

Flexible Aufstockungs- und Andocklösungen durch zusätzliche Satelliten-Ringe machen den Campus nicht nur architektonisch einzigartig, sondern auch die Infrastruktur zukunftsfit: Entwickelt sich das Unternehmen, kann auch das Gebäude mitwachsen. Eine mögliche Aufstockung wurde in der gesam-

ten Planungszeit seitens aller erforderlichen Disziplinen mitberücksichtigt. Gewisse zukunftsorientierte Investitionen werden bereits in der ersten Bauphase geleistet. Stützen-, Decken- und Fundamentdimensionen sind auf die Aufstockung ausgelegt, Fluchtwege und Infrastruktur ebenfalls. Das gesamte Tragwerk ist auf die Endlast ausgerichtet. Die Aufstockung in Holz ermöglicht eine saubere und leise Baustelle, die weitestgehend bei vollem Betrieb möglich ist. Gleichzeitig erlaubt die Vorfertigung eine schnelle Bauzeit. ■

www.peikko.com

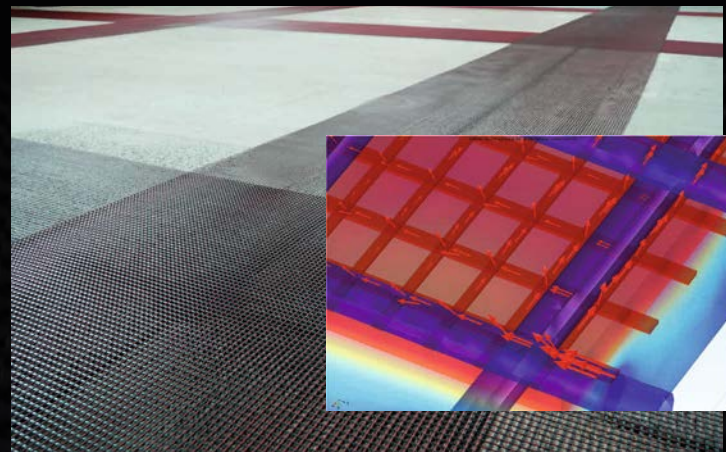
BAUTAFEL

Bauherr	legero united the shoemakers
Architektur	Dietrich Untertrifaller Architekten
Projektsteuerung	ÖBA:
Statik Beton/Holz	Rudolf & Vier Partner GmbH Wendl ZT GmbH merz kley partner ZT GmbH
Baumeisterarbeiten	Kulmer Bau GesmbH & Co KG
Holzbau	Lieb Bau Weiz GmbH & Co. KG
Konstruktion Holzdecke	CLT

K KOCH
Korrosions- & Oberflächenschutz

Innovative Instandhaltung mit Carbonbeton

- Kathodischer Korrosionsschutz
- Statische Verstärkungen
- Bemessung und Modellierung
- Effiziente Fugenlösungen



KOCH GmbH | Hagener Str. 87 | 57223 Kreuztal

Tel.: +49 2732 1426 | Fax: +49 2732 25510

koch@betonbeschichtung.net | betonbeschichtung.net



Gussasphalt als Abdichtung in Verbundbauweise schützt die Betonkonstruktion vor dem Eindringen von Chloriden.
Abb.: HOFMEISTER Gussasphalt GmbH & Co KG

Zukunftsfähige Baukonstruktion für Parkhäuser

R. Hofmeister

Bei der Entscheidung für den Neubau eines Parkhauses, ist für Investoren und Bauherren sowohl die Nutzerfreundlichkeit als auch die Wirtschaftlichkeit von Bedeutung. Hierfür ist die Auswahl der Konstruktion ein entscheidendes Kriterium.

Baukonstruktionen, die intelligente Systembausteine einsetzen, haben einen Vorteil. Durch den Einsatz von Spannbetonhohldecken lassen sich zum Beispiel bis zu 16 Meter weit spannende stützenfreie Parkflächen schaffen. Dadurch verengen keine störenden Stützen oder Wandpfeiler die Fahrbahnen und Parkflächen. Die schlanken Deckenhöhen sparen zusätzlichen Raum.

Weiterhin ist es wichtig, die Wahl der tragenden Konstruktion auf den Einsatzzweck abzustimmen. So ist zum Beispiel der Einsatz einer Stahlverbundkonstruktion sinnvoll, die im Auflagerbereich eine schlanke und elegante Wirkung entfaltet. In diesem Fall entsteht ohne weiteres Zutun eine F 90-Konstruktion.

Abdichtungstechnik

Zum Schutz der Betonkonstruktion gegen das Eindringen von Chloriden stehen die Abdichtung in Verbundbauweise mit Gussasphalt oder Beschichtungen mit Dünnschichtsystemen zur Auswahl. Am

wirtschaftlichsten ist die Oberflächenabdichtung mit Schweißbahn und Gussasphalt. Auswahlkriterien sind die Beurteilung der Lebensdauer, der Wartungs- und Instandhaltungsaufwand, sowie der Aufwand für die Unterhaltsreinigung.

Die Lebensdauer einer Gussasphaltabdichtung liegt bei über 30 Jahren. Die Wartungs- und Instandhaltungsaufwand beschränkt sich auf eine zweijährliche Begehung. Die Erfahrung zeigt, dass daraus resultierende Instandhaltungsmaßnahmen eine Ausnahme sind. Die Oberfläche der Gussasphaltabdichtung wird im Parkbereich entweder mit einer Absandung versehen oder mit einer Abspaltung. Beide Varianten sind unempfindlich gegen Verschmutzungen und bieten bei langer Nutzungsdauer eine gleichbleibende Optik.

Life-Cycle-Kosten

Die tatsächlich anfallenden Kosten über den Zeitraum der Gebäudenutzung hinweg, können kostenfrei über den Life-Cycle-Kostenrechner der PARK»RAUM Gruppe berechnet werden (Infos unter:

www.hofmeister-asphalt.de/parkflaechenabdichtung). Unter Einbeziehung der Erstellungskosten ergibt sich so ein Kostenbild, welches dem Benutzer mit seinen eigenen Werten einen neutralen Vergleich ermöglicht.

Über die Erfüllung der heutigen Anforderungen hinaus, verhilft die richtige Wahl der Bautechnologie ebenfalls dazu, flexibel auf zukünftige Ansprüche und Entwicklungen reagieren zu können. Digitalisierung und Individualisierung gehören schon bald zu den Standardanforderungen. Vielmehr geht es um vorausschauendes Bauen, welches völlig neue Planungsmöglichkeiten, Umbau- und Rückbauvarianten ermöglicht. ■

www.hofmeister-asphalt.de



Ralf Hofmeister

Inhaber & Geschäftsführer der HOFMEISTER Gussasphalt GmbH & Co. KG

Abb.: HOFMEISTER Gussasphalt GmbH & Co KG

Festigkeit erlaubt Belastbarkeit

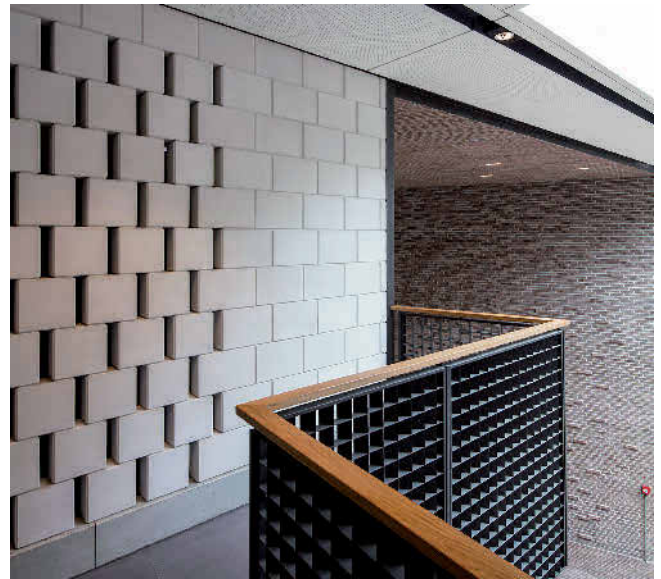
Der Standard für die Steindruckfestigkeitsklassen von Kalksandstein liegen heute bei SFK 20. Dadurch sind auch weit gespannte Tragwerke mit diesem Baustoff möglich. Die erweiterten Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA wies in Versuchen die TU Darmstadt nach.

Mauerwerk aus KS* Kalksandstein eignet sich unter anderem wegen seiner bauphysikalischen Eigenschaften für den Wohnungsbau: Die nach DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN 20000-402 genormten Steine erlauben in der Regel die statische Berechnung nach dem vereinfachten Verfahren der DIN EN 1996-3/NA (Eurocode 6). Aufgrund seiner hohen Festigkeit ist Kalksandstein statisch belastbar. Bei dem regional hergestellten weißen Wandbaustoff gehören Steindruckfestigkeitsklassen bis SFK 20 heute zum Standard. Beispielhaft: Bei der Verarbeitung mit Dünnbettmörtel ergeben sich mit dieser Steindruckfestigkeit (abhängig vom Steinformat) charakteristische Druckfestigkeiten f_k bis 12,9 N/mm².

Vollflächige Auflage

Aufgrund der funktionsgetrennten KS Bauweise bleibt auch die statische Berechnung hinsichtlich des Einflusses einer Deckenverdrehung oder der Wandschlankheit einfach. Weil die Decke voll aufliegt, beträgt das Verhältnis von Deckenauflagertiefe zur Dicke der Wand $a/t = 1,0$ welches bei der Ermittlung der sogenannten Traglastfaktoren an der jeweiligen Nachweisstelle (Wandmitte, Wandkopf/-fuß) zu berücksichtigen ist. Zweiseitig gehaltene Außenwände (Dicke 175 mm, lichte Wandhöhe 2,75 m) aus großformatigen Kalksandstein-Elementen erreichen demnach einen Tragwiderstand N_{Rd} bis maximal 779 kN/m. Durch zusätzliche Maßnahmen zur Zentrierung des Lasteintrags aus Decken ist es auch bei Stützweiten von mehr als sechs Metern möglich, das vereinfachte Berechnungsverfahren nach Norm anzuwenden. Die Anwendbarkeit ist im Einzelfall zu prüfen.

Die erweiterten Anwendungsgrenzen für lichte Wandhöhen bis 3,60 Metern für das vereinfachte Berechnungsverfahren nach DIN EN 1996-3/NA, in Versuchen der TU Darmstadt nachgewiesen, vereinfachen die Planung zusätzlich im modernen Mehrgeschossbau. Mit den Randbedingungen Stahlbetondecke $\geq C 20/25$ voll aufliegend, Deckendicke ≥ 16 Zentimetern kann



Kalksandstein besitzt eine hohe Festigkeit und ist damit statisch belastbar.
Abb.: Carsten Brüggmann

für eine tragende Innenwand mit $t \geq 115$ Millimetern ($\geq$ SFK 12) ebenso wie für eine Außenwand mit $t \geq 150$ Millimetern ($\geq$ SFK 20) die lichte Wandhöhe bis 3,60 Metern vereinfacht berechnet werden.

www.ks-original.de



IM TEAM ZUM ERFOLG!



Bauen ist Vertrauenssache!

Als mittelständisches Bau- und Immobilienunternehmen leisten wir seit 50 Jahren hohe Qualität in sämtlichen Bereichen des Bauwesens und über den gesamten Lebenszyklus einer Immobilie. Wir bieten Komplettlösungen unter anderem für das schlüsselfertige Bauen, den Metall- und Fassadenbau, die Projektentwicklung, das Facility Management und das Bauen im Bestand.

www.mbn.de



5 500 Fertigteile verbaut Max Bögl für ein großes Logistikzentrum in Oelde. Abb.: Firmengruppe Max Bögl – Luftbild Crew Hamburg

Systembau für Parkhäuser und Hallen

Die Logistikbranche boomt, Mittelständler sowie Großkonzerne investieren in Produktionsstandorte und die Anzahl an Autos auf deutschen Straßen nimmt stetig zu. Diese Marktdynamiken münden in einer Nachfrage nach Hallen- und Parkimmobilien, die in kürzester Zeit gebaut werden und dabei wirtschaftliche und qualitative Ansprüche erfüllen.

Das Bauunternehmen Max Bögl hat für die Gebäudearten Hallen und Parkhäuser eigene Bausysteme entwickelt. Dabei haben alle Systeme für das Unternehmen eine Gemeinsamkeit: Sie bringen Struktur in komplexe Vorgänge, sodass diese vereinfacht, schneller und effizienter ablaufen. Dies hat Max Bögl zum Anlass genommen, das Prinzip der Systematisierung aufzugreifen.

Bei den Systemen, einmal speziell für Hallen und einmal speziell für Parkhäuser, lassen sich Konstruktionsteile wie Stützen oder Träger variabel miteinander kombinieren, wodurch eine 5 000 Quadratmeter große Halle genauso effizient und wirtschaftlich gebaut werden kann wie eine Halle mit 150 000 Quadratmetern oder ein Parkhaus mit 150 Stellplätzen genauso wie eines mit 1 500. Die Systematisierung endet nicht bei den entsprechenden

Produkten mit den jeweils einzelnen Bauteilen, sondern bezieht auch Aspekte wie Planung, Fertigung oder Projektabwicklung mit ein.

Musterprojekt errichtet

Ein aktuelles Referenzprojekt für systematisiertes Bauen ist das 125 000 Quadratmeter große Logistikzentrum in Oelde. Bis zur voraussichtlichen Fertigstellung werden rund 5 500 Fertigteile aus den unternehmenseigenen Produktionswerken in Liebenau und Hamminkeln verbaut. Das Bauvorhaben zeichnet sich durch drei Aspekte aus:

Sicherheit Die Sicherheitsanforderungen auf der Baustelle werden durch den Einsatz zusätzlicher HSSE-Manager und eine 24-Stunden-Bewachung vor Ort mit Zutrittskontrollen erfüllt. Auch die Ausführung in Systembauweise wirkt sich positiv auf die Sicherheit aus, da viele Prozesse

standardisiert in den Werken ablaufen und spezielle Prozess-Tools das Baustellen-Team effektiv entlasten.

Hochwertigkeit Das Logistikprojekt in Oelde weist höchste Anforderungen an eine präzise Umsetzung auf, da im ersten und zweiten Obergeschoss sogenannte Robotics eingesetzt werden und somit die Fußböden entsprechend eben sein müssen. Um dies zu gewährleisten, setzt das Unternehmen zusätzliche Qualitätsmanager ein.

Bauzeit Die geplante Bauzeit von eineinhalb Jahren ist eine Herausforderung und kann nach derzeitigem Stand um zwei Monate verkürzt werden. Möglich ist dies durch die witterungsunabhängige Vorfertigung, die Erfahrung aus bereits realisierten Hallenbauwerken, die Vorplanung mit BIM und die Just-in-time-Anlieferung der Fertigteile. ■

www.max-boegl.de

Isolierglasfugen mit Transparenz

Eine der neuesten Entwicklungen von sedak sind Isoliergläser mit gläsernen Abstandshaltern. So löst der Hersteller die Stoßfugen optisch auf. Statt der konventionellen, bis zu vier Zentimeter breiten schwarzen Fuge, bestehend aus Kunststoff-Spacer und Silikon, kommt dafür an zwei sichtbaren Seiten der neue „sedak isopure“ zum Einsatz.

Bereits vor 25 Jahren gab es erste Versuche in der Glasindustrie, Isoliergläser mit einem Abstandshalter aus Glas zu bauen. Dabei wurden einige wenige Projekte realisiert, die nun sanierungsbedürftig sind. Vor diesem Hintergrund begann das Unternehmen die Forschung. Mit dem Ergebnis können Gebäude mit Isoliergläsern ausgestattet werden, die nicht nur die Qualitätsansprüche in Verarbeitung und Optik erfüllen, sondern auch über zeitgemäße Ug-Werte verfügen. Eine Weiterentwicklung, bei der intensiv an der richtigen Zusammensetzung und den Materialeigenschaften der einzelnen Komponenten geforscht wurde: Luftdicht verschließt ein Spezialklebstoff den Zwischenraum und hält so das Gas dauerhaft im Scheibenzwischenraum. Dadurch werden alle erforderlichen Dämmwerte langfristig erfüllt – und die Glas-zu-Glas-Fuge ist kaum sichtbar.

An den beiden sichtbaren Kanten der Gläser wird der transparente Abstandshalter eingesetzt. An den Stoßfugen zweier Gläser verbinden sich dann zwei gläserne Abstandshalter zu einer optisch aufgelösten Fuge. In den Lagerfugen, die nach der Montage in der Halte-



Mit sedak isopure entstehen Isolierglaseinheiten mit minimalem Fugenbild. Abb.: sedak GmbH & Co. KG

konstruktion nicht sichtbar sind, kommt ein konventioneller Randverbund für Isolierglas zum Einsatz, der den Scheibenzwischenraum trocken hält.

www.sedak.com

Kraftschluss gesichert

Nach 100 Tagen wurde eine neue Brücke über die A46 bei Hagen fertiggestellt. Die Brücke besteht nahezu vollständig aus vorgefertigten Bauteilen. Fester Faktor beim Verbinden der Stahlträger mit den Auflageflächen in den Betonbauteilen war das Metallpolymer MM1018 des Polymer- und Beschichtungsherstellers Diamant Metallplastic.

Bei dem Metallpolymer handelt es sich um ein Zweikomponenten-Reaktionsharzsystem mit hohem metallischen Füllstoffanteil. Dieser erlaubt es nicht nur, Spalten zwischen Stahl-Stahl-Verbindungen dauerhaft und sicher zu schließen, sondern auch solche von Stahl-Beton-Verbindungen. Dabei ist keine mechanische Bearbeitung der Kontaktfläche und Auflager erforderlich.

Das pastöse Material eignet sich, wenn großflächig zu verbindende Teile noch nicht dauerhaft miteinander verbunden sind, es aber letztlich sein sollen. Die flüssige Variante wird für die reaktive Applikation gewählt – für den nachträglichen Spaltausgleich in bereits montierten Stahlkonstruktionen. Auch diese Variante kam bei der Brücke zum Tragen: Mit ihr wurden die Auflageflächen der sogenannten „Zahnbürsten“ verfüllt – also dem Stahlträger-Überhang, der hinter der Auflagefläche zusätzlich mit Zugankern verschraubt wurde. Dabei durften die Schraubenlöcher nicht verfüllt werden. Denn die Schrauben mussten zum Vorspannen freigängig bleiben.

www.diamant-polymer.de



Wilkes GmbH
Großhandel für
Kunststoffhalbezeuge und Profile
- 6x in Deutschland - Zentrale in Schwelm -
Heidestraße 23-29 | 58332 Schwelm
Fon: +49 (0)2336 9370-0
mail@wilkes.de | www.wilkes.de

**Platten, Profile,
Bleche und Paneele
für Dach und Wand.**



Aus unserem Sortiment:

- Well- u. Trapezplatten aus PVC, PC, GFK
- Well- u. Flachbleche aus Alu
- Kunststoffpaneelle
- Sandwichelemente, Lichtkuppeln

z.B. für Anwendungen:

- Überdachungen aller Art wie z. B. Industrie- u. Landwirtschaftshallen, Lichtbänder, Terrassen, Carport uvm.
- Sanierung alter Wellbahndächer
- Wind- und Sichtschutzwände
- Balkon- und Fassadenverkleidungen
- Torfüllungen, Dachunterstände

Fließendes Gewand

Ein maßgeschneidertes Kleid schmiegt sich um den Neubau der Textilakademie NRW in Mönchengladbach. Dabei steht die transparente Membrane im Kontrast zu der Geometrie des dreigeschossigen Kubus, den sie umhüllt. Sämtliche Stoffbahnen des fließenden Gewandes unterscheiden sich in ihrem jeweiligen Zuschnitt voneinander. Die dynamische Wirkung der Hülle beeinflusste die Konstruktionsweise. Hinzu kam der Wunsch der Architekten nach einer schlanken, unscheinbaren Tragkonstruktion. Beide Parameter erforderten eine präzise Planung und enge Abstimmung der Projektbeteiligten untereinander: So arbeiteten formTL Ingenieure, welche für Seile, Stahlunterkonstruktion und Membrane zuständig waren, Hand in Hand mit den ausführenden Unternehmen. Basis für die vorgespannte Fassade bildete die mit Kehl- und Gratseilen formgefundene Membran-Seil-Konstruktion. Als formgebende und lastabtragende Elemente sind die Seile linear entlang der Fassade von oben nach unten in Kehle und Grat gespannt, somit teilen sich die Seile die Last von Windsog und Winddruck.

Sowohl die Seile als auch die Membrane sind an einer Stahlkonstruktion aus liegenden Stahlbögen gelagert. Ihre Verankerung am Massivgebäude erfolgt oben über Stahlkonsolen und Stahlschwerter, wobei die Anschlüsse gelenkig ausgeführt sind. Die schrägen Abstützungen waren aufgrund des Lastabtrages in den Massivbaukörpern erforderlich, um die Stabilität der vorgehängten Fassadenhaut zu gewährleisten. Am unteren Abschluss wird die Last direkt in die Bodenplatte oder die Decke der Tiefgarage abgetragen. Als statische Herausforderung zeigte sich neben den unterschiedlich geformten Stoffbahnen und dem teils großen Abstand zwischen Hülle und Massivbau auch die Durchdringung der außen am Gebäude angebrachten Dämmung.



Das silbrig schimmernde Gewebe verleiht dem Ausbildungszentrum für die Textil- und Bekleidungsindustrie eine starke Präsenz.
Abb.: thomasmayerarchive.de

Um dem Gewand eine möglichst leichte Wirkung zu verleihen und die Konstruktion weitgehend zu verbergen, wurde das Gewebe nicht unmittelbar an den liegenden Stahlbögen befestigt. Angeschweißte, gebogene Stahlleisten bilden den optischen Abschluss und ermöglichen, die Stoffbahnen annähernd unsichtbar vor den lastabtragenden Bögen mit Abdeckleisten zu klemmen. Auch die Schweißnaht der Einzelbahnen tritt kaum in Erscheinung, da sie den vertikal gespannten Kehl- und Gratseilen folgt. Die Seile haben oben verstellbare Gewindefittings, mit denen sich das starre Gewebe geringfügig nachjustieren lässt. Das Gewebe wurde an den Membranausschnitten konstruktiv verstärkt. www.form-TL.de

Moderner Baustoff und Denkmalschutz

Ein Erweiterungsneubau der TU Dresden umfasst ein neu errichtetes Laborgebäude für Nano-Analytik, das Center for Advancing Electronics Dresden (CfAED). Die Hauptansicht des Gebäudes haben die Architekten mit einer circa 200 Quadratmeter großen Fotobetonfassade aufgewertet.

Die gesamte Außenhülle ist als hinterlüftete Vorhangfassade (VHF) konzipiert. Dabei besteht die äußere Wetterschutzschale aus 30 Millimeter dünnen Carbonbeton sowie fassadenweise auch aus Glasfaserbeton – hergestellt von der Hentschke Bau GmbH in Bautzen. Auf 45 Carbonbetonplatten mit bis zu 3,30 x 1,65 Metern verteilt sich übergreifend ein zartes Blütenmuster – ein Kunstwerk auf nur 30 Millimetern Beton. Durch die Bewehrung solidian GRID Q95/95-CCE-38 konnten bei dieser Fassadenseite die Stärke der Platten sowie die Fugen reduziert werden. Die anderen Fassaden-seiten bestehen aus Glasfaserbeton mit schalungsglatte Oberfläche im homogen betongrauen Grundton der Hauptfassade. Vom Prinzip funktioniert Fotobeton wie Waschbeton. Das Wunschmotiv wird über eine Software in ein Punktraster umgewandelt, dieses wird auf ein Trägermaterial (Papier oder Folie) in Form eines Verzögerers gedruckt. An den somit definierten Punkten wird die äußerste Betonschicht nicht fest. Später abgewaschen ergibt sich so in Summe das gewünschte Bild über die freigelegten, dunkleren Zu-



Um die Platten dünn gestalten zu können, setzten die Verantwortlichen die Carbonfasern von Solidian ein. Abb.: Steffen Spitzner/Hentschke Bau GmbH

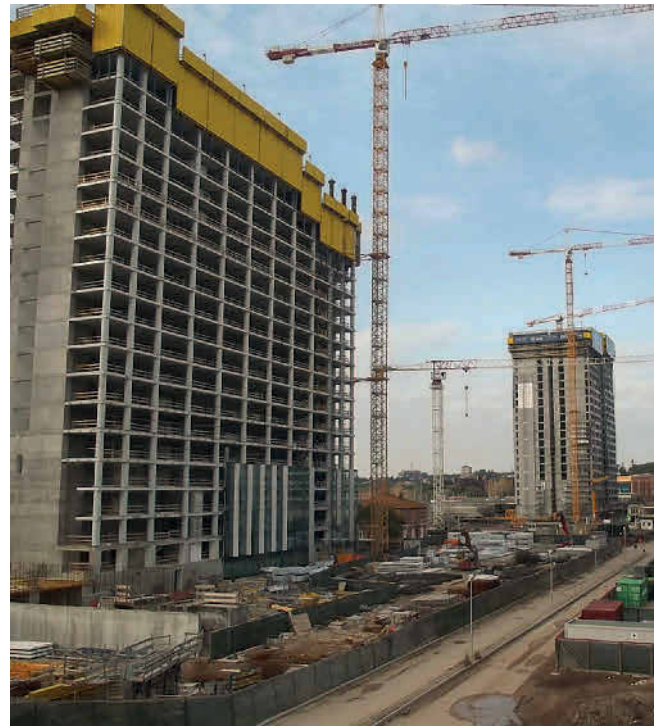
schlagstoffe. Der bei Glasfaserbeton sonst übliche Einsatz von alkaliresistenten Glasfaserkurzfasern funktioniert bei Fotobeton nicht. Die Fasern würden an den freigelegten Motivpunkten störend sichtbar. Im Projekt wurde die Bewehrung durch ein textiles Carbongelege realisiert. www.solidian.com

Industrialisierung des Bauprozesses

Die zwei höchsten Hochhäuser von Rom, die Eurosky Türme, verleihen der Großstadt ein neues Szenarium. Bürohochhaus und Wohnhochhaus mit 33 und 32 Stockwerken reichen in mehr als 100 Metern Höhe. Wesentliches unternehmerisches Ziel war die Verringerung der Herstellungszeiten durch die Industrialisierung des Bauprozesses. Die Effizienz wird durch eine n-fache Wiederholung der Standardtätigkeiten unter strengster Einhaltung der Sicherheitsbedingungen erreicht. Es wurde nach technischen und Ausführungslösungen geforscht, welche mit den strengen geltenden Verordnungen übereinstimmen. Dazu gehörten die Verringerung des Einspannmoments der Träger, um die Auswirkung auf die Abmessungen der Querschnitte einzuschränken, und eine Kontrolle der Verschiebung; die Berichtigung aus Stahl in den Befestigungsschlitz zur Einführung der Träger; die Verwendung von zusätzlichen schnittfesten Vorrichtungen.

Die selbsttragende NPS Verbundkonstruktion von Tecnostrutture ermöglichte eine sehr hohe Nutzung der Materialien, während die Gesamtlänge der tragenden Konstruktion einen entscheidenden Beitrag zur Sicherheit gegenüber seismischen Beanspruchungen leistete.

Es wurden 13 000 Meter Träger sowie 2,4 Kilometer Pfeiler PDTI für den Büroturm und 10 000 Meter Träger für den Wohnturm verwendet. Beim Büroturm handelt es sich um ein Gebäude mit rechteckigem Grundriss (20 x 64 m) mit einer Höhe von circa 110 Metern von der Grundplatte und eine erdbebensichere Rahmenkonstruktion aus verschiedenen selbsttragenden Elementen. www.tecnostrutture.eu



Der Bau der Eurosky-Türme in Rom erfolgte unter anderem mit NPS-Träger und Pfeiler PDTI. Abb.: Tecnostrutture

Wenn Effizienz zum Erfolg führt.
-isb cad- 2020

GLASER
-isb cad-

Trimble
Tekla
AUTHORIZED RESELLER

GLASER -isb cad- ist DAS CAD-Programm für Bauplaner, das sich durch einfache Bedienung und hohe Effizienz auszeichnet.

Unsere Highlights in -isb cad- 2020

- ▲ IFC Schnittstelle > 3D Modellierung / 2D Bewehrung
- ▲ Erweiterte Dübelleisten > Durchstanzbewehrung
- ▲ 64-Bit > umfangreiche Pläne flüssig bearbeiten
- ▲ Neue Startseite > schneller Zugriff durch Favoriten

Testen Sie jetzt die Vollversion unter www.isbcad.de

digital
BAU

11.-13. Februar 2020 · Köln

Besuchen Sie uns auf dem
Gemeinschaftsstand des BVBS e.V.
(Bundesverband Bausoftware)
Stand H7.331

GLASER -isb cad- Programmsysteme GmbH
Telefon +49 5105 5892-0 · info@isbcad.de · www.isbcad.de

Temporäres Gebäude

Als Generalunternehmen hat SÄBU den Auftrag erhalten, ein dreigeschossiges Systemgebäude in der Nähe von Köln zu errichten. Insgesamt entstand ein Bürogebäude mit 230 Arbeitsplätzen, das für eine Nutzungsdauer von mindestens acht Jahren vorgesehen ist. Da es sich um ein Übergangsgebäude handelt, legte der Bauherr großen Wert auf Wirtschaftlichkeit, ohne auf eine entsprechende Außenoptik verzichten zu müssen.

Ein besonderes Augenmerk wurde auf die Gestaltung der Fassade gelegt: eine hinterlüftete Eternit-Vorhangfassade, die in zwei schichten Grautönen gehalten wurde. Sie ist aus natürlichen Rohstoffen angefertigt und erzeugt einen authentischen Charakter mit modernen Strukturen.

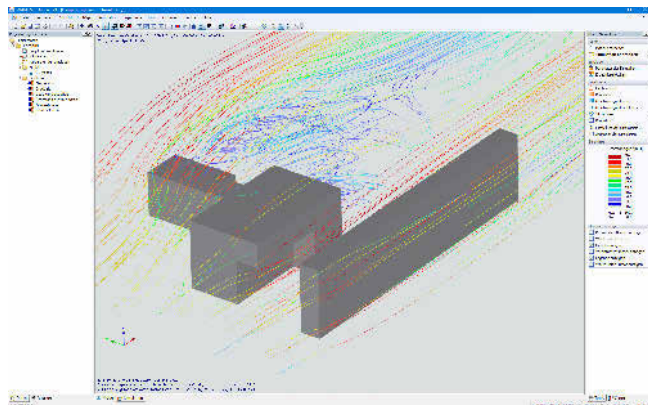
Der Gebäudekomplex beinhaltet 237 Standard 20-Fuß-Raummodule und verfügt über 60 Einzelbüros sowie 56 Büros mit jeweils drei Arbeitsplätzen. Die Gestaltung dieser Büroräume wurde so gewählt, dass ein späterer Ab- oder Umbau des Systembaus einfach und kostengünstig ausgeführt werden kann. Die einzelnen Raumeinheiten



Eine hinterlüftete Eternit-Vorhangfassade prägt das temporäre Systemgebäude. Abb.: SÄBU Morsbach

ten bleiben dabei weitestgehend erhalten und können für zukünftige Bauprojekte wiederverwendet werden. www.saebu.de

Windlasten auf CFD-Basis generieren



Im Programm RWIND Simulation können Windsimulation mit Berücksichtigung von Nachbarbebauung erfolgen. Abb.: Dlubal

Mit dem Einzelprogramm RWIND Simulation von Dlubal lassen sich Windströmungen (digitaler Windkanal) um Gebäude oder sonstige Objekte mit CFD-Simulation (Computational fluid dynamics) analysieren. Die Windsimulation kann für einfache oder komplexe Strukturen erfolgen. Die generierten Windlasten, die auf diese Objekte wirken, können in RFEM und RSTAB importiert werden.

www.dlubal.com

LEISTUNGSMERKMALE

- 3D-inkompressible Windströmungsanalyse mit OpenFoam-Solvern
- Direkte Modellübernahme von RFEM, RSTAB oder STL-Dateien
- Einfache Modelländerung über Drag-and-drop und grafische Anpassungshilfen
- Automatische Korrekturen der Modelltopologie mit Shrink-Wrap-Vernetzungen
- Möglichkeit, Objekte aus der Umgebung hinzuzufügen (Gebäude, Gelände, ...)
- Höhenabhängige Geschwindigkeitsprofile gemäß der Norm
- K-Epsilon- und K-Omega-Turbulenzmodelle
- Automatische Vernetzung angepasst an die gewählte Detailtiefe
- Parallele Berechnung mit optimaler Ausnutzung der Leistungsfähigkeit von Multicore-Rechnern
- Ergebnisse in wenigen Minuten für Simulationen mit geringer Auflösung (bis zu 1 Million Zellen)
- Ergebnisse in wenigen Stunden für Simulationen mit mittlerer/höher Auflösung (1–10 Millionen Zellen)
- Graphische Darstellung von Ergebnissen auf Clipper/Slicer-Ebenen (Skalar- und Vektorfelder)
- Graphische Darstellung von Stromlinien
- Stromlinienanimation (optionale Videoerstellung)
- Export der Oberflächendrücke als FE-Netzknotenlasten und Stablasten in die jeweiligen Lastfälle in RFEM bzw. RSTAB

Projektfortschritt erfassen



Site Progress Mobile für Powerproject erleichtert die Fortschrittserfassung im Projekt.
Abb.: Asta Development GmbH

Mit Site Progress Mobile bietet Elecosoft für Powerproject eine App, die es mobilen Anwendern ermöglicht, den Fortschritt von Vorgängen und sich wiederholenden Ereignissen von einem entfernten Standort aus in einem Powerproject-Projektplan zu erfassen, ohne Powerproject zu öffnen. Die dem Nutzer zugeordneten Projekte werden automatisch aus der Cloud in die App geladen. Der Anwender kann dann das zu aktualisierende Projekt auswählen und durch die Projektstruktur blättern. Er kann die Vorgänge selektieren, für die der Fortschritt gemeldet werden soll. Damit sichergestellt ist, dass auch von Orten ohne Netzabdeckung oder WLAN-Signal gearbeitet werden kann, lassen sich alle Aktualisierungen des Projekts in der App speichern. Sobald eine Netzverbindung besteht, können die Daten in die Cloud hochgeladen werden. Abschließend werden die Aktualisierungen geprüft und freigegeben: Der Planer überprüft, welche Vorgänge von welchem Anwender aktualisiert wurden und gibt die Änderungen automatisch oder manuell frei. Hierdurch werden die Aktualisierungen dem Projektplan hinzugefügt.

www.elecosoft.de

Managementlösung aktualisiert

Das aktuelle Update unterStrich X3 (13.0) bringt neben technischen Neuerungen neue Front-Ends. Die Überarbeitung der Benutzeroberfläche ermöglicht mehr Mobilität auf mehr Geräten. Die Vereinfachung der Menüstruktur und die maximale Bildschirmausnutzung durch Einführung von Burgermenüs ermöglichen intuitives Handling.

Die Darstellung aller Resultate erfolgt mit Butlern. Neue, interaktive Grafiken verbessern die Übersichtlichkeit der geschäftsrelevanten Daten. Rechnungsabwicklung nach EB interface 5.0, arbeitspaketbezogene Nebenkosten und Rabatte, Haftrücklass/Sicherheitseinbehalte sowie die weitere Flexibilisierung von HOAI Rechnungen sind ebenfalls dazu



Das Update unterStrich X3 bietet eine verbesserte Ressourcenplanung.
Abb.: unterStrich software GmbH

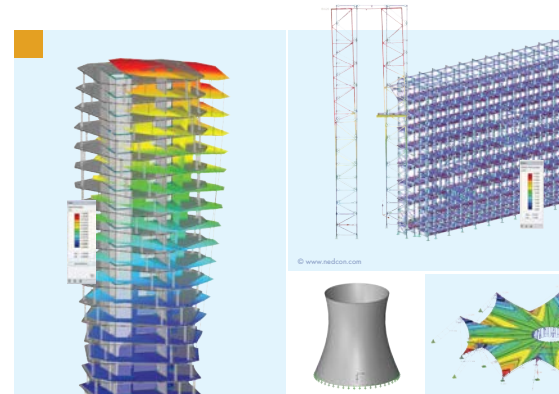
gekommen. Des weiteren ist eine Volltextsuche in der Datenbank, etwa nach Dokumenten, E-Mails oder Terminen, möglich.

www.unterStrich.com

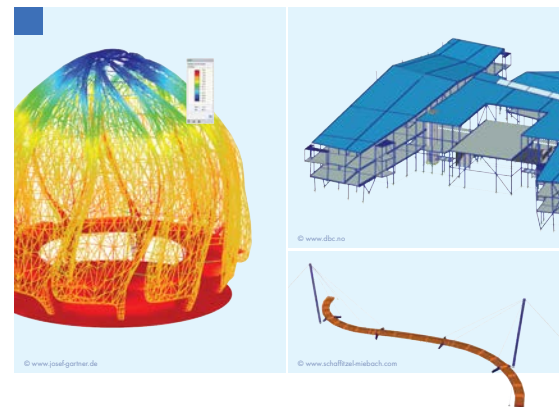


Software für Statik und Dynamik

RFEM 5 Das ultimative FEM-Programm



RSTAB 8 Das räumliche Stabwerksprogramm



- BIM/Eurocodes
- 3D-Finite Elemente
- Stahlbau
- Verbindungen
- Formfindung
- Brückenbau
- 3D-Stabwerke
- Massivbau
- Stabilität
- Holzbau



Dlubal-Webinare: online informieren und lernen

Informieren Sie sich über **nützliche Funktionen** der Dlubal-Software. Anmeldung und Teilnahme **kostenfrei für jedermann**. Kommende und aufgezeichnete Webinare auf www.dlubal.de: News & Termine → Events → Webinare



GRATIS FÜR STUDENTEN & SCHULEN

KOSTENLOSER SUPPORT

KOSTENLOSE 90-TAGE-TESTVERSION

www.dlubal.de

Asbest im Bauwerksbestand – Wie gehen wir damit um?

Am 15. Oktober 2019 trafen sich auf dem Forum der VDI-Gesellschaft Bauen und Gebäudetechnik Fachexperten, um den Entwurf der Richtlinie VDI 6202 Blatt 3 „Schadstoffbelastete technische und bauliche Anlagen; Asbest – Erkunden und Bewerten“ zu diskutieren. Die Richtlinie soll Handlungshilfen geben, um Aussagen zu möglichen Anteilen von Asbestfasern im Bauwerksbestand geben zu können. Im Rahmen des Expertenforums wurden unter der Moderation von Dr. Bernd Sedat (SVB, Essen) die verschiedensten Aspekte bei der Bewertung von Asbest in Bauwerken betrachtet. Es wurden die gesetzlichen Vorgaben, wie beispielsweise die Asbestrichtlinien der Länder, die Gefahrenschutzverordnung und das Kreislaufwirtschaftsgesetz, dargestellt und diskutiert. Prof. Thomas Kuhlbusch von der Bundesanstalt für Arbeitsschutz und Arbeitsmedizin, Dortmund (BAuA) erläuterte die Leitlinien zur Asbesterkundung.

Einen Gesamtüberblick zur Richtlinie gab der Vorsitzende Martin Kessel (Arcadis, Karlsruhe). Reiner König (APC, Eschborn), konnte die Berechnungsgrundlagen der im Richtlinienentwurf zu findenden Tabellen zum Mindestuntersuchungsumfang erläutern. Andrea Bonner (BG BAU, Karlsruhe) machte deutlich, dass es noch Aufklärungs- und Schulungsbedarf beim Umgang mit asbesthaltigen Produkten und der Qualifizierung von Erkundenden und Ausführenden gibt. Dass asbesthaltige Baumaterialien aus dem Stoffkreislauf herausgenommen werden müssen und nicht recycelt werden dürfen, schreibt auch das Gesetz vor. Sandra Giern (BDE, Berlin) stellte im Rahmen ihres Vortrages eine schwer zu beantwortenden Frage: Wie viel



Fachexperten diskutieren auf Forum der VDI-Gesellschaft Bauen und Gebäudetechnik den Entwurf der Richtlinie VDI 6202. Abb.: Frank Jansen, VDI e. V.

Asbest können wir gesellschaftlich akzeptieren? Diese Frage kann ein Technisches Regelwerk nicht beantworten – hier müssen Politik und Gesellschaft gleichermaßen diskutieren. Gefordert wurde konkret eine Überarbeitung des Rechtsrahmens. Wie schwierig es sein wird, hier einen Konsens zu finden, machte auch Klaus Nagel (Umweltministerium Baden-Württemberg) in seinem Vortrag deutlich. Simon Schneebeli (Picadus, Lausanne) stellte Projekte zu Handhabung mit Asbestkontaminationen aus seiner Schweizer Heimat vor. Hier werden bei der Analytik bereits Verfahren angewendet, die Künstli-

che Intelligenz mit einbeziehen. Zur Sanierung wird aufwendige Robotik eingesetzt und zur Entsorgung chemische Verfahren angewendet. Er wies allerdings auch auf die, nicht nur in der Schweiz vorhandenen, Schwierigkeiten hinsichtlich der Etablierung von Innovationen im Baugewerbe hin. Solange die händische Arbeit, mit teilweise schlecht qualifizierten Ausführenden, preiswert und üblich ist, sind Investitionen in Neuerungen schwierig durchzusetzen. Die Einspruchsfrist zum Richtlinienentwurf läuft noch bis zum 31. März 2020. Die Arbeiten an weiteren Blättern der Richtlinienreihe laufen. www.vdi.de/6202

ORCA bringt Sie zum Ziel!

digital Halle H7
Stand 201+202

Ausschreibung
Vergabe
Abrechnung

durchgängiges
Kostenmanagement

www.orca-software.com/ava

jetzt gratis
testen!

**LÖSCHWSSERTANKS
ZU VERKAUFEN**

www.scholten-tanks.de

Tel: 05924 255 485

Fax: 05924 255 832

kontakt@scholten-tanks.de

Tragwerksantwort Wiener Gründerzeithäuser unter Erdbebenanregung auf Grundlage des Wiener Erdbebensatzes

L. Moschen, K.T. Tsalouchidis, C. Adam

ZUSAMMENFASSUNG In dieser Arbeit wird eine Strategie zur Abschätzung der Antwort von Wiener Gründerzeithäusern unter Erdbebeneinwirkung mithilfe von nicht-linearen Zeitverlaufsrechnungen vorgestellt. Im ersten Teil wird aus einer Datenbank ein Satz von 14 aufgezeichneten Erdbebenschriften für den Standort Wien südwestlich der Donau extrahiert. Da diese Schriebe im Mittel das Antwortspektrum für diesen Standort in einem weiten Periodenbereich abbilden, können sie für den Erdbebennachweis einer großen Klasse von Tragwerken, deren Grundperioden in diesen Periodenbereich fallen, verwendet werden. Der zweite Teil widmet sich der Modellbildung unter Berücksichtigung des für den betrachteten Bauwerkstypus speziellen konstruktiven Aufbaus sowie der inelastischen Verformungskapazitäten des Tragwerks. Die beschriebene Strategie wird am sogenannten Wiener Gründerzeit-Mustergebäude angewendet, um dessen Antwort unter Erdbebenanregung abzuschätzen.

STICHWÖRTER

Erdbeben, Einwirkung, Hochbau, Mauerwerksbau

Seismic response of Viennese brick masonry buildings based on the Viennese ground motion set

ABSTRACT This paper presents a strategy for predicting the dynamic response of Viennese brick masonry buildings subjected to earthquake excitation by means of nonlinear time history analysis. In the first part, a set of 14 recorded earthquake records for the location Vienna southwest of the river Danube is selected from a database. Since these records represent on average the response spectrum for this site in a wide period range, they can be used for the earthquake analysis of a large class of structures whose fundamental periods fall within the period range. The second part is devoted to structural modeling, taking into account the structural design of the considered building type, as well as the inelastic deformation capacities of the supporting structure. The described strategy is applied to the so-called Viennese brick masonry building model in order to estimate its response under earthquake excitation.

1 Einleitung

Der Gebäudebestand im Zentrum der Stadt Wien wird von den zwischen 1840 und 1918 errichteten Gründerzeithäusern dominiert. Die lastabtragenden Wände eines im Allgemeinen vier- bis fünfgeschossigen Wiener Gründerzeithauses bestehen aus Ziegelmauerwerk mit, im Vergleich zu modernen Gebäuden, großen Mauerwerksdicken, die geschossweise nach oben hin abnehmen. Die Zwischenwände mit einer üblichen Dicke von 14 cm gehen in einem unberührten Gründerzeithaus vom untersten bis zum obersten Wohngeschoss durch und tragen wesentlich zur horizontalen Steifigkeit des Gebäudes bei. Der Abschluss des Kellers nach oben erfolgt üblicherweise als Gewölbe oder Tramdecke, zwischen den Wohngeschossen befinden sich Tramdecken, und die Decke über dem obersten (und oft auch vorletzten Geschoss) ist aus Gründen des Brandschutzes als Dippelbaumdecke ausgeführt. Die konstruktive Durchbildung von Gründerzeithäusern ist in [1] ausführlich beschrieben.

Erfolgt in einem solchen Gebäude ein wesentlicher baulicher Eingriff, wie beispielsweise ein Dachgeschossausbau [2], ist die Erdbebensicherheit gemäß den aktuellen Vorschriften EN 1998-3 [3] sowie ÖNORM B 1998-3 [4] nachzuweisen. Da Tram- und Dippelbaumdecken im Vergleich zu modernen Beton-

decken relativ schubweich sind und daher kaum beziehungsweise nur bedingt Schubkräfte übertragen können, ist bei der Modellbildung die Annahme einer starren Deckscheibe nicht zulässig. Demzufolge erfordert eine realitätsnahe Abbildung des Gebäudes für den Nachweis der Erdbebensicherheit einen erhöhten Modellierungsaufwand. Darüber hinaus erlaubt die gegenständliche Fassung von EN 1998-3 [3] keine Berücksichtigung der Kapazität von Brüstungen und Stürzen. Basierend auf diesen Randbedingungen werden in der Ingenieurpraxis die Mauerpfeiler der einzelnen Mauerwerksscheiben, die durch Öffnungen und Durchbrüche getrennt sind, isoliert betrachtet und mithilfe von Stabmodellen abgebildet [5], [6]. Die bei Starkbebenereignissen auftretenden inelastischen Bereiche werden in diesen Modellen in Form konzentrierter Plastizität berücksichtigt. Da in der Modellvorstellung die Mauerpfeiler über Brüstungen/Stürze als Einhängeträger verbunden sind, entspricht die gesamte Kapazität der betrachteten Mauerwerksscheibe der Summe der Kapazitäten der einzelnen Mauerpfeiler. Im Sinne der Kapazitätsspektrummethode [7] wird für jeden Mauerpfeiler die Kapazitätskurve ermittelt. Die Summenkurve aus allen Mauerwerkspfeilern stellt eine Abschätzung der globalen Kapazität der Mauerwerksscheibe dar.

Diese Strategie führt nur dann zu sinnvollen Ergebnissen der Kapazität, wenn die Grundswingungsform die Strukturantwort

zufolge Erdbebenanregung dominiert. Für regelmäßige Gründerzeithäuser ist dies im Allgemeinen der Fall. Bei Gebäuden an Ecken, umgebaute Gebäude mit Irregularitäten im Grund- und Aufriss, Steifigkeitssprüngen etc. tragen jedoch zusätzlich zur Grundschwingungsform auch höhere Eigenschwingungsformen zur Antwort bei. In solchen Fällen sind die Voraussetzungen für die Anwendung der Kapazitätsspektrummethode auf Grundlage einer einfachen nicht-linearen statischen Berechnung (auch Push-over Analyse genannt) nicht mehr gegeben. Werden beim Nachweis die inelastischen Verformungskapazitäten nicht direkt berücksichtigt, wie zum Beispiel beim multimodalen Antwortspektrumverfahren, wird die Kapazität des Gründerzeithauses wesentlich unterschätzt, was in weiterer Folge zu hohen Kosten bei der (in diesem Ausmaß oft nicht notwendigen) seismischen Ertüchtigung führt. Als Ausweg kann eine nicht-lineare Zeitverlaufsrechnung geführt werden, deren Anwendung sich jedoch noch nicht in der Ingenieurpraxis durchgesetzt hat.

In diesem Beitrag wird daher eine ingenieurmäßige Strategie für eine nichtlineare dynamische Analyse in Hinblick auf Gründerzeithäuser aufbereitet. Neben den Verformungen und Schnittgrößen, die ja relative Antwortgrößen (bezüglich des Fundaments) darstellen, können damit auch die Tragwerksbeschleunigungen (absolute Antwortgröße bez. Inertialsystem) berechnet werden, welche mit dem Versagen steifer nichttragender Bauteile [8] (z.B. Zierelemente an der Fassade) korrelieren und damit wesentlich zum gesamten finanziellen Risiko zufolge Erdbebenschäden beitragen [9]. Eine nicht-lineare Zeitverlaufsrechnung erfordert eine wirklichkeitstgetreue Abschätzung der dynamischen Parameter der lastabtragenden Struktur (Eigenfrequenzen, Eigenschwingungsformen, Dämpfung, hysteretisches Bauteilverhalten) sowie die Charakterisierung der Anregung mittels Erdbebenschrieben. Daher wird zunächst die Modellierungsstrategie der Mittelmauer durch isoliert betrachtete Mauerpfeiler [5], [6] auf ein äquivalentes Rahmenmodell erweitert [10]. Somit kann die Querkraftkapazität von Brüstungen/Stürzen in die Berechnung miteinbezogen werden.

Ein Hindernis für dynamische Zeitverlaufsrechnungen ist die Erfassung der seismischen Anregung. In den aktuellen Normen wird die seismische Einwirkung durch das lokale Pseudobeschleunigungs-Antwortspektrum des 5 % gedämpften elastischen Einmasseschwingers repräsentiert [11]. Zeitverlaufsrechnungen müssen daher mit Erdbebenschrieben erfolgen, welche an der Grundperiode des zu untersuchenden Gebäudes konsistent mit dem Antwortspektrum am jeweiligen Standort sind. Da die Erdbebeneinwirkung starken Streuungen unterworfen ist, sind gemäß EN 1998-1 [11] für nicht-lineare Zeitverlaufsrechnungen mindestens sieben verschiedenen Erdbebenschriebe zu verwenden. Bei Erdbebenschrieben wird zwischen künstlich generierten und während Erdbebenereignissen messtechnisch aufgezeichneten unterschieden. Wie nachfolgend erläutert, ist die Verwendung künstlich generierter Schriebe problematisch. Deshalb werden im Rahmen dieser Arbeit aus einer Datenbank mithilfe eines von den Autoren entwickelten genetischen Algorithmus [12] 14 aufgezeichnete Erdbebenschriebe ausgewählt, die in einem weiten Periodenbereich mit dem Antwortspektrum für den Standort Wien südwestlich der Donau kompatibel sind. Wie nachfolgend erläutert, kann dieser sogenannte „Wiener Erdbebensatz“ für nicht-lineare dynamische Berechnungen einer großen Klasse an Strukturen verwendet werden.

2 Auswahl von Erdbebenschrieben

2.1 Grundlagen

Im Folgenden wird ein Überblick über die wesentlichen probabilistischen Konzepte der Seismologie, auf denen die Auswahl von aufgezeichneten Erdbebenschrieben beruht, gegeben. Eine grundlegende Annahme ist, dass die Zeit bis zu einem beliebigen Erbebenereignis näherungsweise als stationärer Poisson-Prozess beschrieben werden kann. Daraus folgt, dass die Dauer bis zum ersten Erdbeben (bzw. die Dauer zwischen zwei aufeinanderfolgenden Erdbebenereignissen) näherungsweise durch eine Exponentialverteilung erfasst wird [13]. Die seismische Intensität an einem Standort kann durch die pseudo-spektrale Beschleunigung des 5 % gedämpften Einmasseschwingers charakterisiert werden. Der Zusammenhang zwischen der Intensität und den seismologischen Parametern wird mathematisch durch empirisch hergeleitete Erdbebenprognosegleichungen (ground motion prediction equations) [14] beschrieben. Ordnet man nun der Intensität bei jeder Periode die gleiche Überschreitungswahrscheinlichkeit zu, erhält man das „gleichmäßige Gefährdungsspektrum“ (uniform hazard spectrum) [15], welches die Basis des Antwortspektrums in nahezu jeder modernen Norm ist. Beispielsweise wird das in EN 1998-1 [11] angegebene Antwortspektrum mit 10 % Wahrscheinlichkeit in 50 Jahren überschritten, was gerade einer 475 Wiederkehrperiode gemäß der Exponentialverteilung entspricht. Die Crux mit dem Antwortspektrum ist nun die über alle Perioden gleiche Überschreitungswahrscheinlichkeit im Sinne des „gleichmäßigen Gefährdungsspektrums“, da Erdbebenprognosegleichungen auf statistisch unabhängigen seismologischen Modellen beruhen. Deshalb ist die Verwendung künstlicher Erdbebenschriebe, deren spektraler Verlauf auf ein solches Antwortspektrum abgestimmt ist, zu hinterfragen [15], [16], [17]. Außerdem sind diese zu energiereich, da deren Spektren über einen weiten Periodenbereich dem Zielspektrum entsprechen.

Um die Korrelation zwischen den pseudo-spektralen Beschleunigungen unterschiedlicher Perioden wirklichkeitsnäher zu erfassen, wurden in den vergangenen zwei Jahrzehnten entsprechende Verfahren für die Auswahl von Erdbebenschrieben entwickelt. Bei der Verwendung des sogenannten „bedingten Mittelwertspektrums“ (conditional mean spectrum) [18] werden Erdbebenschriebe so gewählt, dass das statistische Mittel ihrer Pseudobeschleunigungen an der gewünschten Periode mit dem Antwortspektrum übereinstimmt. Weiterentwicklungen berücksichtigen unterschiedliche seismische Intensitätsmaße [19], [20] und beziehen die Streuung der Erdbebenschriebe [21], [22] ein. Der in diesem Beitrag vorgestellte Satz von Erdbebenschrieben für den Standort Wien wurde mit einem von den Autoren kürzlich entwickelten Verfahren [12] gewonnen. Der Mittelwert der zugehörigen spektralen Beschleunigungen nähert dabei das Antwortspektrum nicht nur an einer Periode, sondern über einen weiten Periodenbereich an. Dieser Erdbebensatz kann daher zur Berechnung der dynamischen Antwort aller Gebäude, deren Grundperiode in diesem Periodenbereich liegt, verwendet werden. Dieses Verfahren basiert auf einem genetischen Algorithmus zur Minimierung mehrerer Zielfunktionen.

2.2 Wiener Erdbebensatz

Für die nachfolgende Untersuchung wird die in Wien relativ häufig auftretende Baugrundklasse C vorausgesetzt, bei der die

Scherwellengeschwindigkeit in den ersten 30 m des Bodens im Bereich von $180 \leq v_{s,30} < 360$ m/s liegt und der Bodenparameter S den Wert 1,15 besitzt [11]. Bei jedem Bauprojekt ist jedoch immer eine Bodenuntersuchung zur Feststellung der tatsächlichen Baugrundklasse erforderlich [23], da westlich der Donau ebenso die Baugrundklassen B und D angetroffen werden. Für Standorte in der Stadt Wien südwestlich der Donau beträgt die Referenzbodenbeschleunigung $a_{gR} = 0,80$ m/s² [23]. Mit dem Bedeutungsbeiwert von $\gamma_1 = 1,0$ entspricht die Bemessungsbodenbeschleunigung gleich der Referenzbodenbeschleunigung $a_g = a_{gR}\gamma_1 = 0,80$ m/s². Das zugehörige horizontale elastische Antwortspektrum S_a gemäß EN 1998-1 [11], welches für den verwendeten Auswahlalgorithmus [12] das Zielspektrum darstellt, ist in **Bild 1** in roter Farbe dargestellt.

Die Erdbebenschriebe des "Wiener Erdbebensatzes" wurden aus den 21 540 aufgezeichneten Erdbebenschrieben der PEER NGA Datenbank [24] mithilfe des in [12] beschriebenen genetischen Optimierungsalgorithmus gefunden. Ziel dieses Algorithmus ist es, den mittleren quadratischen Fehler zwischen Zielspektrum (d.h. Antwortspektrum gemäß [11, 3] für den Standort Wien) und Median der Spektren der einzelnen Schriebe sowie gleichzeitig die Standardabweichung der Spektren der einzelnen Schriebe gegenüber dem Zielspektrum zu minimieren. Dieser Zusammenhang kann durch die beiden Zielfunktionen [12]

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J (S_{a,j} - \tilde{m}_j)^2} \\ F_2 &= \sqrt{\frac{1}{J} \sum_{j=1}^J (\sigma_j - \sigma_i)^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow \min \quad (1)$$

ausgedrückt werden. Dabei wird das Ensemble aus den Antwortspektren der Erdbebenschriebe S_a als Zufallsvektor aufgefasst. In der obenstehenden Gleichung ist J die gesamte Anzahl an Elementen des Zufallsvektors, $\tilde{m}_j$ ist der Median des j -ten Elements $S_{a,j}$ und σ_j ist die Standardabweichung der logarithmierten Zufallsvariable. Die Variable $S_{a,j}$ ist das Zielspektrum des Medians (rotes Spektrum in Bild 1) und die Variable σ_j ist das Zielspektrum der Standardabweichung der lognormalverteilten Zufallsvariable, welches über den gesamten Periodenbereich mit Null vorgegeben wird: $\sigma_i = 0$ (da das Zielspektrum der Standardabweichung konstant gleich 0 ist, wird auf den Index j verzichtet). Das mit der Auswahl der Erdbebenschriebe einhergehende Optimierungsproblem wurde im gegenständlichen Fall für folgende Eingangsparameter gelöst:

- Spektraler Bereich repräsentativ für Wiener Gründerzeithäuser: $0,25 \leq T < 3,00$ s
- Momenten-Magnitude: $5,50 \leq M_W \leq 7,90$
- Abstand zum Erdbebenherd nach Joyner und Boore [25]: $10 \leq r_{JB} \leq 100$ km
- Gleicher Skalierfaktor für die Erdbebenschriebe in der Größenordnung $0,50 \leq SF \leq 3,50$
- Zugrundeliegende tektonische Verwerfungen: Blattverschiebung (strike-slip SS), Aufschubung (reverse RV), Abschiebung mit Blattverschiebung (normal-oblique NO)

Ausführung des in Matlab [26] implementierten Optimierungsalgorithmus mit einem handelsüblichen Computer lieferte aus der Datenbank von 21 540 Erdbebenschrieben in weniger als einer Minute 14 Erdbebenschriebe mit einem Skalierfaktor von $SF = 1,45$, die im Folgenden als Wiener Erdbebensatz bezeichnet werden. Mit dieser geringen Anzahl von Erdbebenschrieben

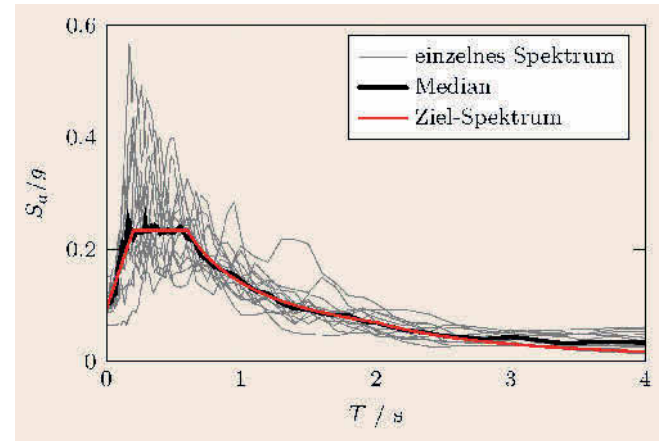


Bild 1. Antwortspektren der einzelnen Schriebe des Wiener Erdbebensatzes (grau), zugehöriger Median (schwarz) und Zielspektrum (rot).

Abb.: L. Moschen

Fig. 1. Response spectra of the individual records of the Vienna ground motion set (gray), median spectrum of the sample (black), and target spectrum (red). Source: L. Moschen

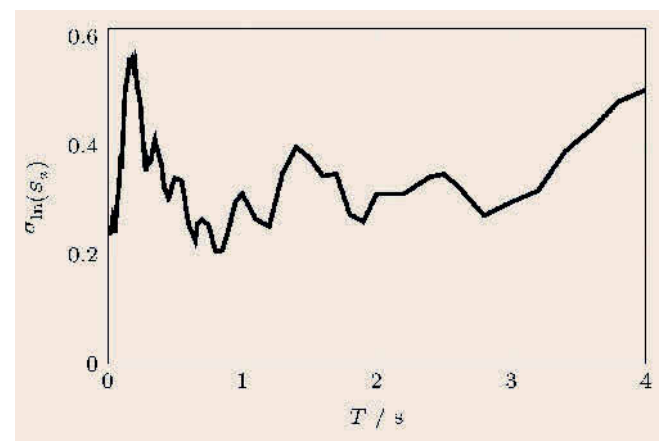


Bild 2. Spektrum der Standardabweichung des logarithmierten Erdbebensatzes. Abb.: L. Moschen

Fig. 2. Dispersion spectrum of the logarithmic record set.

Source: L. Moschen

konnten im vorliegenden Fall die statistischen Verteilungen hinreichend genau angenähert werden. In Bild 1 sind die Antwortspektren dieser 14 Schriebe (graue Linien) sowie der Median dieser Spektren (schwarze Linie) dargestellt. Der Vergleich des Medianspektrums mit dem Zielspektrum zeigt deren ausgezeichnete Übereinstimmung im gewählten spektralen Bereich $0,25 \leq T < 3,00$ s. Das in **Bild 2** dargestellte Spektrum der Streuung dieser 14 Schriebe ist sowohl vom Verlauf als auch von der Größenordnung konsistent mit Resultaten anderer Forschungsgruppen [22], [21]. Man erkennt, dass trotz der zweiten Zielfunktion in Gleichung (1) (d.h. Standardabweichung von Null) eine Streuung verbleibt. Die Streuung verschwindet nur dann, wenn alle Erdbebenschriebe deckungsgleich mit dem Antwortspektrum sind. Dies wiederum wäre nur möglich, wenn verschiedene Erdbebenereignisse zum selben Antwortspektrum führen würden, was jedoch unrealistisch ist. In **Tabelle 1** sind die wesentlichen Informationen zu den einzelnen Erdbebenschrieben zusammengefasst.

Tabelle 1. Schriebe des Wiener Erdbebensatzes des Standortes Wien südwestlich der Donau für Baugrundklasse C und Skalierfaktor $SF = 1,45$.
Table 1. Ground motions of the Vienna record set of the location Vienna southwest of the river Danube for soil class C and scale factor $SF = 1,45$.

Nr	NGA-Nr	Erdbeben	Jahr	M_w	r_{JB} in km	FT	Azimet in °
1	1386	Chi-Chi, Taiwan	1999	7,62	99,14	NO	0
2	1766	Hector Mine	1999	7,13	64,08	SS	140
3	1766	Hector Mine	1999	7,13	64,08	SS	50
4	2700	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	29,20	SS	90
5	2744	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	48,38	SS	90
6	2937	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	77,60	RV	0
7	2983	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	99,14	RV	0
8	3313	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	58,80	RV	0
9	3504	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	38,26	RV	0
10	3849	Chi-Chi, Taiwan	1999	6,20	55,72	RV	270
11	5857	El Mayor-Cucapah	2010	7,20	66,71	SS	0
12	5857	El Mayor-Cucapah	2010	7,20	66,71	SS	90
13	5968	El Mayor-Cucapah	2010	7,20	77,72	SS	90
14	8508	El Mayor-Cucapah	2010	7,20	60,84	SS	90

3 Modellbildung für das Wiener Gründerzeit-Musterhaus

3.1 Beschreibung

Die Überführung eines Gründerzeithauses in ein Rechenmodell, mit dem der Erdbebennachweis mit ingenieurmäßigen Rechenverfahren effizient geführt werden kann, ist eine große Herausforderung, wie zum Beispiel in [27] erläutert wird. Für die nachfolgenden Berechnungen und Untersuchungen wird das

fünfgeschossige Wiener „Gründerzeit-Mustergebäude“ [5], [6] verwendet. Das Deckensystem des Wiener „Gründerzeit-Mustergebäudes“ besteht aus Tramdecken (Decke über Erdgeschoss bis über drittes Obergeschoss) sowie einer Dippelbaumdecke über dem vierten Obergeschoss. Beide Deckenkonstruktionen können nur sehr geringe Schubkräfte übertragen, weswegen grundlegende Anforderungen an „erdbebensichere Hochbauten“ gemäß EN 1998-1 [11] und EN 1998-3 [3] nicht gegeben sind. Das Wiener „Gründerzeit-Mustergebäude“ ist deshalb noch nicht erdbebengefährdet, sondern es kann den Horizontalschub zufolge Erdbebenanregung nicht über starre Deckenscheiben auf das laterale lastabtragende System verteilen. Als Konsequenz sind Mauerwerksscheiben getrennt zu betrachten. Dazu wird für jede Mauerwerkswand die Einflussfläche in vertikaler Richtung ermittelt und basierend darauf die korrespondierende abzutragende Last und die mitwirkende Masse abgeschätzt. Bei Erdbebenanregung in lateraler Richtung wird infolgedessen die Masse in lateraler Richtung angeregt, und globales Tragwerksversagen im Erdbebenfall fällt mit dem Erreichen der Kapazität einer einzelnen Mauerwerkscheibe zusammen. Deshalb wird in diesem Beitrag als Beispiel ein numerisches Modell der Mittelmauer des Wiener „Gründerzeit-Mustergebäudes“ mit den Geometrie- und Materialparametern gemäß [5], [6] erstellt. Grundriss und Ansicht der Mittelmauer dieses Gebäudes sind in **Bild 3** und **Bild 4** dargestellt. Im Erdgeschoss (EG) beträgt die Wandstärke 75 cm (Flächenlast 13,90 kN/m²), in den Obergeschossen (OG) 60 cm (Flächenlast 11,20 kN/m²), die Höhe aller Stürze ist 75 cm. Somit resultieren die Öffnungen in der Mittelmauer wie in Bild 4 dargestellt. Der Erwartungswert des Elastizitätsmoduls des gerissenen Mauerwerks beträgt $E = 814 \text{ N/mm}^2$, die mittlere Druckfestigkeit $f_m = 4,90 \text{ N/mm}^2$ und die mittlere Anfangsscherfestigkeit $f_{v0d} = 0,20 \text{ N/mm}^2$. Zur Massenermittlung wurde das Eigengewicht der Wände, der Decken- und Fußbodenkonstruktion (Flächenlast 2,30 kN/m² Decke über EG bis über 3. OG sowie 4,20 kN/m² Decke über 4. OG inkl. Dachboden) sowie der quasi-ständige Anteil der Nutzlast (2,00 kN/m² Decke über EG bis 3. OG und 1,00 kN/m² Decke über 4. OG) berücksichtigt.

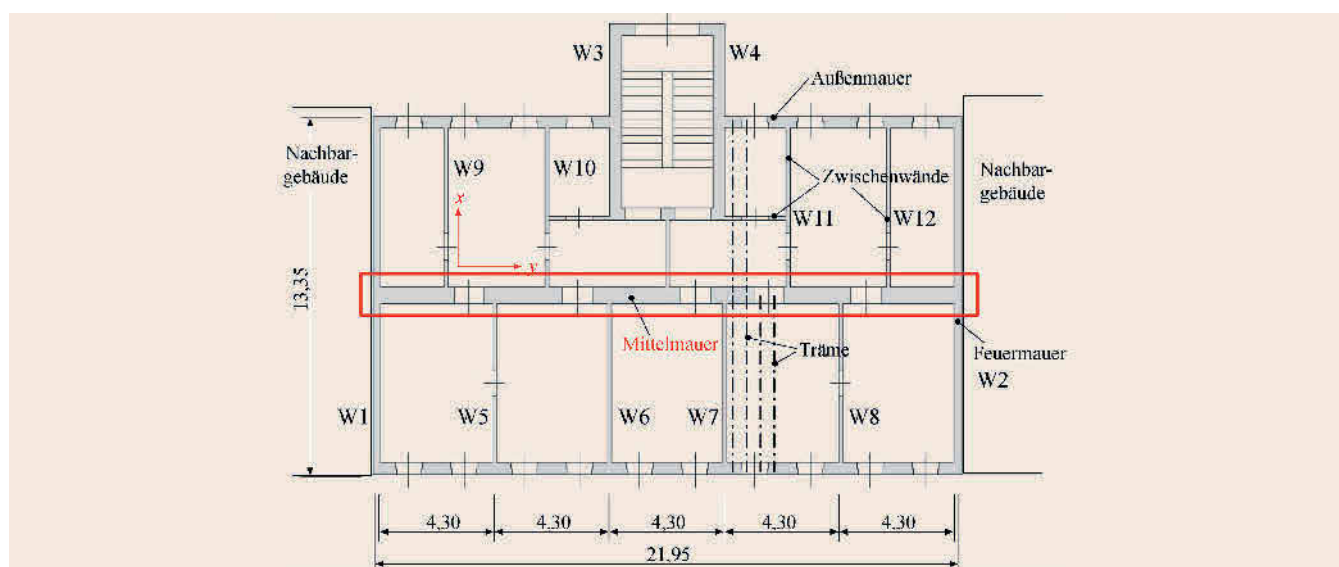


Bild 3. Grundriss des Wiener „Gründerzeit-Mustergebäudes“, modifiziert übernommen aus [5], [28].

Fig. 3. Horizontal section of the Viennese brick-masonry reference building, modified from [5], [28].

3.2 Äquivalentes Rahmenmodell für die Mittelmauer des Mustergebäudes

Im vorliegenden Modell wird im Berechnungsprogramm SAP2000 [29] die Mittelmauer des Gebäudes in Form eines äquivalenten Rahmenmodells unter Berücksichtigung der Exzentrizitäten zwischen Mauerpfeilern und Stürzen abgebildet. Im Gegensatz zu den Vorschriften in EN 1998-3 [3] sowie den in [5], [6] isoliert betrachteten Mauerpfeilern, werden die Steifigkeiten sowie die Querkraftkapazitäten der Stürze gemäß [10] berücksichtigt. Die Exzentrizitäten sind in **Bild 5** schwarz dargestellt und ergeben sich demzufolge aus der Breite der Mauerpfeiler und der Höhe der Stürze. Dabei wird die Querkraftkapazität von Stürzen beziehungsweise Brüstungen V_B vereinfacht nach [10] wie folgt angenähert,

$$V_B = h t f_{v0d} \quad (2)$$

Darin bezeichnet h die Höhe, t die Dicke und f_{v0d} den Rechenwert der Anfangsscherfestigkeit des Mauerwerks des Sturzes. Im Vergleich zu den Berechnungen in [5], [6], wo die Kapazität der Stürze nicht berücksichtigt worden ist, ergibt sich für die gesamte Mauerstrecke die rund 1,3-fache Gesamtquerkraftkapazität, wie die Ergebnisse der folgenden nicht-linearen statischen Berechnungen zeigen.

Die Querkraftkapazität der Mauerpfeiler wird gemäß EN 1998-3/Anhang C [3] abgeschätzt, wobei die zwei Versagensmechanismen „Biegung mit Längskraft“ (Gleichung (C.1) in EN 1998-3 [3]) und „Schub mit Längskraft“ (Gleichung (C.2) in EN 1998-3 [3]) zu berücksichtigen sind. Der letztere Versagensmechanismus entspricht dem Modell einer Mohr-Coulomb'schen Geraden, welche durch die 0,065-fache mittlere Druckfestigkeit begrenzt wird. Für die zu untersuchenden Mauerpfeiler haben Vorabrechnungen gezeigt, dass die Schubfestigkeit des Mauerwerks proportional zur mittleren Druckfestigkeit ist, das heißt, das Mohr-Coulomb'sche Modell würde die Festigkeit überschätzen. Durch Umformen und Gleichsetzen der in EN 1998-3 [3] angegebenen Gleichungen (C.1) und (C.2) wird folgender Ausdruck für die gedrückte Mauerbreite D' gewonnen,

$$D' = \frac{PD}{2H_0} \cdot \frac{1}{0,065 f_m t + \frac{\kappa P}{2H_0}} \quad (3)$$

Darin sind P die Druckkraft, D die Breite des Mauerpfeilers und H_0 die effektive Mauerpfeilerhöhe. Die mittlere Druckfestigkeit wird mit f_m bezeichnet. Mit der Variable $\kappa = 1,15$ wird vereinfacht dem nicht-rechteckförmigen plastischen Spannungsbereich unter der Druckstrebe Rechnung getragen.

Die effektive Mauerpfeilerhöhe H_0 in Gleichung (3) entspricht dem Abstand vom Wendepunkt bis zu einem beliebigen Punkt auf der Stabachse des Mauerpfeilers und ist von der Steifigkeit der Mauerwerkscheibe sowie der Verteilung der Belastungen über die Gebäudehöhe abhängig und daher a priori unbekannt. Dominiert jedoch die Grundschwingungsform ϕ die Strukturantwort, so kann eine Näherung für H_0 basierend auf einem sogenannten äquivalenten Einmasseschwinger [7] gefunden werden. Dazu wird die Traglast bei Erreichen der Querkraftkapazität des untersten Mauerpfeilers und gleichzeitig aller Stürze definiert, wie es schematisch für einen dreistöckigen Mauerpfeiler in **Bild 6** dargestellt ist. Die N Stockwerksverschiebungen (d.h.

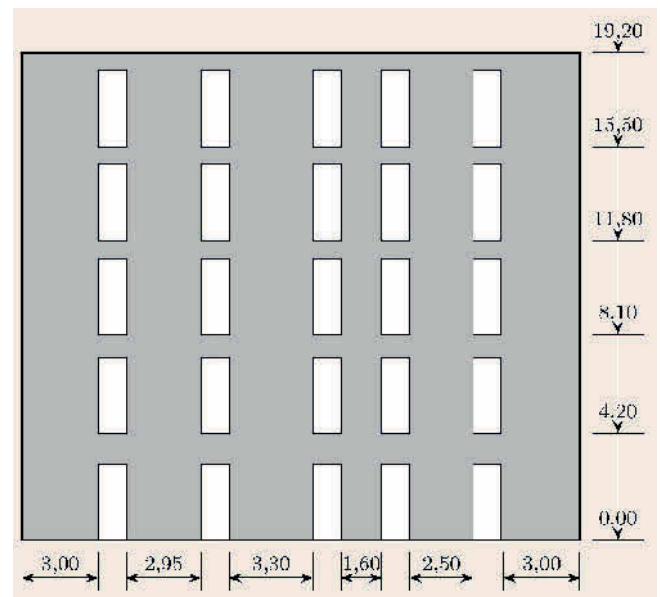
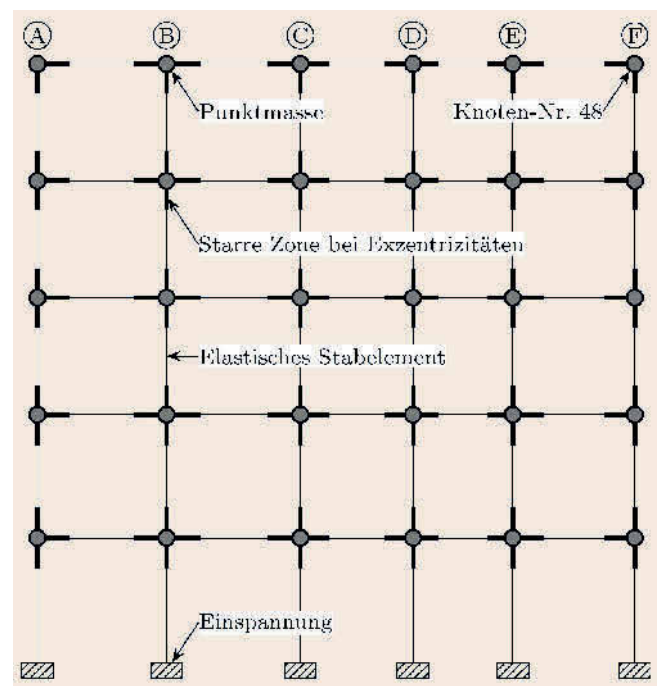


Bild 4. Ansicht der Mittelmauer des Wiener „Gründerzeit-Mustergebäudes“, modifiziert von [5].

Fig. 4. Vertical section of the center wall of the Viennese brick-masonry reference building, figure modified from [5].



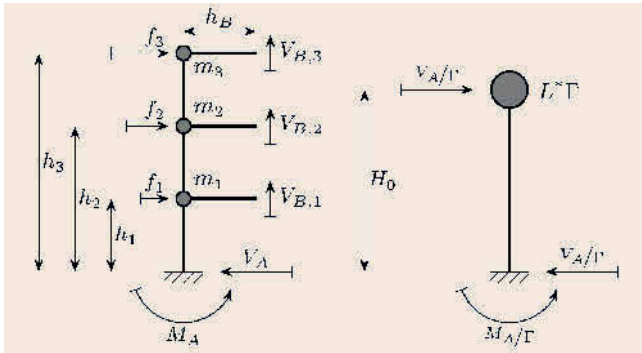


Bild 6. (a) Schnittbild eines Mauerpfeilers und den Stürzen. (b) Äquivalenter Einmasseschwinger. Abb.: L. Moschen

Fig. 6. (a) Free body diagram of a pier and the spandrels. (b) Equivalent single-degree-of-freedom system. Source: L. Moschen

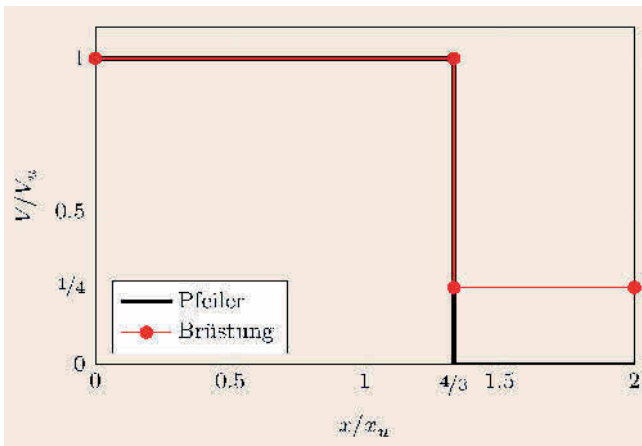


Bild 7. Normalisierte Querkraftkapazität der Mauerpfeiler (schwarz) und der Stürze (rot). Abb.: L. Moschen

Fig. 7. Normalized shear capacity curve of the piers (black) and the spandrels (red). Source: L. Moschen

len Entwicklung der seismischen Antwort $\mathbf{x}$ werden die Anteile höherer Eigenschwingungsformen vernachlässigt [30],

$$\mathbf{x}(t) = \Phi \Gamma D(t) \quad (4)$$

Die Variable D stellt die Lagekoordinate des äquivalenten Einmasseschwingers dar. Der effektive Massenpartizipationsfaktor Γ für den N -stöckigen Mauerpfeiler ist dabei [30]

$$\Gamma = \frac{L^*}{m^*}, \quad L^* = \sum_{n=1}^N \phi_n m_n, \quad m^* = \sum_{n=1}^N \phi_n^2 m_n \quad (5)$$

mit dem Massenpartizipationsfaktor L^* , der modalen Masse m^* und dem n -ten Element der Grundschwingungsform ϕ_n . Die Grundschwingungsform Φ ist so normiert, dass $\phi_N = 1$ ist. Der Vektor der äquivalenten statischen Kräfte $\mathbf{f}$ mit den Elementen f_n wird wie folgt berechnet [30],

$$\mathbf{f}(t) = \mathbf{M} \Phi \Gamma \omega^2 D(t) \quad (6)$$

wobei ω die Grundkreisfrequenz und $\mathbf{M}$ die Massenmatrix des Pfeilers bezeichnen. Der Auflagerschub V_A muss im Gleichgewicht mit den äquivalenten äußeren Kräften sein. Daraus folgt [30],

$$V_A(t) = \sum_{n=1}^N f_n(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n m_n \Gamma \omega^2 D(t) = \tilde{L}^* \Gamma \omega^2 D(t) \quad (7)$$

Ersetzt man in Gleichung (7) den Ausdruck $\omega^2 D(t)$ durch die Pseudobeschleunigung A , gewinnt man den folgenden Ausdruck für den Auflagerschub (auf die Kennzeichnung der Zeitabhängigkeit „ (t) “ wird in den folgenden Ableitungen verzichtet):

$$V_A = \sum_{n=1}^N f_n = \tilde{L}^* \Gamma A \quad (8)$$

Die Normalkraft in den Stürzen ist marginal und kann in einem ingenieurmäßigen Ansatz vernachlässigt werden. Somit erfordert Momentengleichgewicht am freigeschnittenen Mauerwerkspfeiler (Bild 6a) beim Erreichen der Traglast, dass

$$M_A = \sum_{n=1}^N f_n h_n = h_b \sum_{n=1}^N V_{B,n} \quad (9)$$

Die Variable h_n bezeichnet darin die Höhe des n -ten Stockwerkes, h_b den Abstand von der Stabachse des Mauerpfeilers bis zum Momenten-Nullpunkt der Stürze und $V_{B,n}$ die dazu zugehörige Schubkraft, siehe Bild 6a. Andererseits führt Momentengleichgewicht am äquivalenten Einmasseschwinger (Bild 6b) auf

$$\frac{V_A H_0}{\Gamma} = \frac{M_A}{\Gamma} \quad (10)$$

Auflösen dieser Gleichung nach H_0 führt unter Berücksichtigung der Gleichungen (8) und (9) zum Ausdruck für die effektive Mauerpfeilerhöhe, auch als modale Höhe [30] bezeichnet,

$$H_0 = \frac{1}{\tilde{L}^*} \left(\sum_{n=1}^N \phi_n m_n h_n - \frac{h_b}{\Gamma A} \sum_{n=1}^N V_{B,n} \right) \quad (11)$$

die in Gleichung (3) einfließt. Da die Pseudobeschleunigung A a priori unbekannt ist, kann aufgrund des geringen Verhaltensbeiwerts von Gründerzeithäusern (Berechnung siehe Abschnitt 4.2) in Gleichung (11) A durch S_a approximiert werden. Durch Aufsummieren über das Produkt von Grundschwingungsform, Masse und Höhe ist ersichtlich, dass die effektive Mauerpfeilerhöhe von der Verteilung der äquivalenten äußeren Kräfte abhängig ist. Bei Vernachlässigung der Stürze beziehungsweise beim Modellieren der Stürze als Einhängeträger verschwindet der zweite Term. Durch den plastischen Widerstand der Stürze verringert sich die effektive Pfeilerhöhe beziehungsweise vergrößert sich die gedrückte Breite, siehe Gleichung (3), und in weiterer Folge vergrößert sich die Querkraftkapazität. Basierend auf diesem Modell werden in den folgenden Abschnitten eine statische nicht-lineare (Pushover) Analyse und eine nicht-lineare Zeitverlaufsrechnung durchgeführt. Bei letzterer Berechnung muss berücksichtigt werden, dass durch direkte Integration der Bewegungsgleichung die Effekte höherer Eigenschwingungsformen automatisch berücksichtigt werden [30]. Daher ist streng genommen die effektive Mauerpfeilerhöhe H_0 auch von den höheren Eigenschwingungsformen abhängig. In dem hier vorgestellten Ansatz dominiert jedoch die Grundschwingungsform die Strukturantwort, weshalb die Beiträge von Oberschwingungen zu Gleichung (3) gering sind und im Zuge einer ingenieurmäßigen Annäherung vernachlässigt werden.

3.3 Plastizitätsmodell für nicht-lineare statische Berechnungen

Die während der Erdbebeneinwirkung auftretenden Nicht-Linearitäten an den Mauerpfeilern und Brüstungen beziehungsweise Stürzen werden mit sogenannten konzentrierten Plastizitäts-

modellen abgebildet. Dabei werden die inelastischen Bereiche des Tragwerks vereinfacht durch punktförmige elastoplastische Stabendgelenke abgebildet. Die gesamte Verformungskapazität aus elastischem und plastischem Anteil einer lastabtragenden Wand beträgt 0,4 % der effektiven Mauerpfeilerhöhe im Grenzzustand der wesentlichen Schädigung beziehungsweise 4/3 davon im Grenzzustand des Quasiversagens [3]. Nach Erreichen des Grenzzustands des Quasiversagens verliert der Mauerpfeiler die Tragfähigkeit, die Resttragfähigkeit der Stürze wird mit 25 % der plastischen Tragfähigkeit angenommen [10]. Für die gegenständliche Untersuchung wird der elastische Verformungsanteil der Mauerpfeiler und Stürze zur Bewertung der Verformungskapazität vernachlässigt, da beide Bauteile gedrunken sind und der elastische Anteil im Vergleich zum plastischen Verformungsanteil klein ist. Gemäß EN 1998-3 [3] wird die Querkraftkapazitätskurve eines Mauerpfeilers durch die Verformung im Grenzzustand des Quasiversagens begrenzt. Die normalisierten vereinfachten starr-plastischen Querkraftkapazitätskurven eines Mauerpfeilers (schwarze Linie) sowie der Stürze (rote Linie mit runden Markierungen) sind in Bild 7 dargestellt.

3.4 Hysterese-Modell für nicht-lineare Zeitverlaufsrechnungen

In den Zeitverlaufsrechnungen muss im Gegensatz zu den nicht-linearen statischen Analysen auch das zyklisches Tragwerksverhalten modelliert werden. Dazu wird das zuvor verwendete Modell für die nicht-linearen statischen Berechnungen entsprechend modifiziert. Es wird dabei der Querkraftkapazitätskurve des Tragwerksmodells das im Rechenprogramm SAP2000 implementierte „Pivot“ Hysterese Modell [31] zugewiesen, siehe Bild 8. Die Hysterese erlaubt die Berücksichtigung von Festigkeits- und Steifigkeitsdegradation der Wand, die dafür erforderlichen vier Degradationsparameter wurden gemäß [10] mit 0,45 angenommen.

4 Erdbebenantwort des Wiener Gründerzeit-Musterhauses

Im Folgenden wird die Antwort der Mittelmauer, für die zuvor die Modellbildung beschrieben wurde, repräsentativ für die Antwort des Wiener Gründerzeit-Musterhauses unter normgemäßer Erdbebenanregung untersucht. Für einen vollständigen Nachweis wären jedoch alle Wände des Gebäudes zu betrachten.

4.1 Modale Parameter

In Tabelle 2 sind die ersten drei Eigenperioden sowie die zugehörigen effektiven modalen Massen des zuvor beschriebenen Modells der betrachteten Wand im elastischen Verformungsbereich angegeben. Die modale Analyse ergibt eine Grundperiode von 0,82 s, die zugehörige Grundschwingungsform ist in Bild 9 dargestellt. Zusätzlich sind in dieser Tabelle die effektiven modalen Massen in % der Gesamtmasse sowie deren kumulative Summe angegeben. Wie erwartet, erfasst die Grundschwingung 79 % der Gesamtmasse. Nach zwei Moden beträgt die kumulative Masse bereits 93 % der Gesamtmasse.

Tabelle 2. Erste drei Eigenperioden und zugehörige effektive Massenpartizipation.

Table 2. First three natural periods and corresponding effective mass participation.

Nr.	Periode in s	effektive modale Masse in % von der Gesamtmasse	kumulative effektive Masse in % von der Gesamtmasse
1	0,82	79	79
2	0,23	14	93
3	0,11	5	98

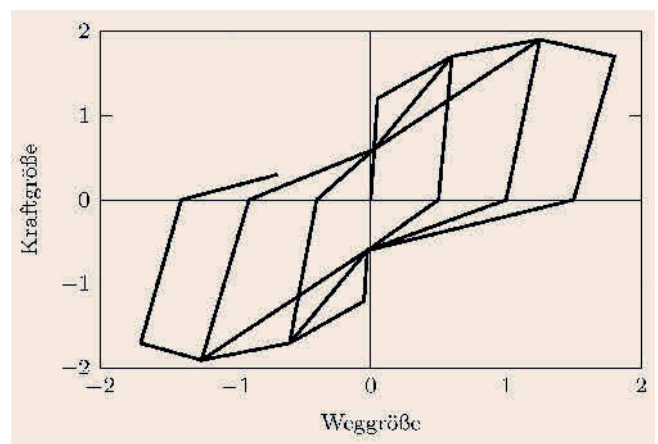


Bild 8. Hysterese des Pivot Modells, modifiziert übernommen aus [29].
Fig. 8. Pivot hysteretic model, modified from [29].

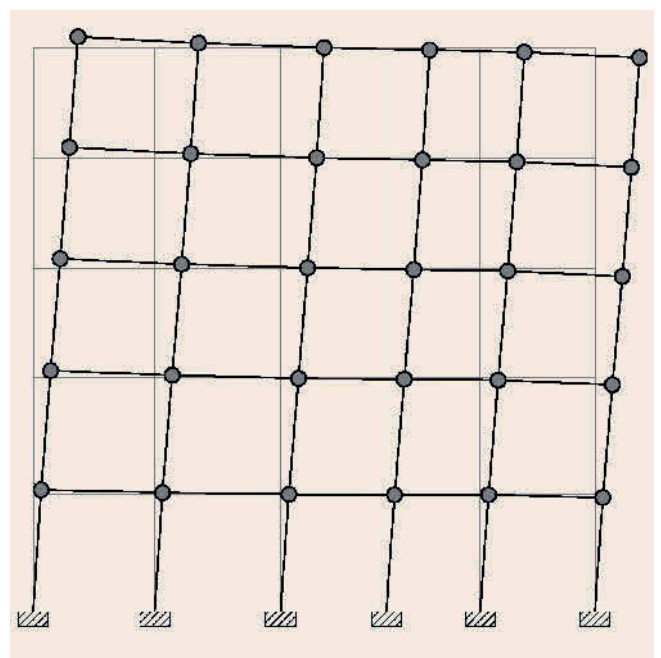


Bild 9. Grundschwingungsform der Mittelmauer. Abb.: L. Moschen
Fig. 9. First mode shape of the center wall. Source: L. Moschen

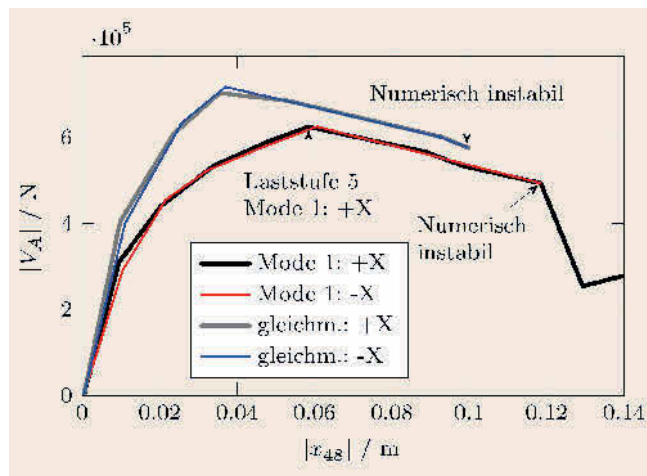


Bild 10. Kapazitätskurven der Mittelmauer. Abb.: L. Moschen
 Fig. 10. Pushover curves of the center wall. Source: L. Moschen

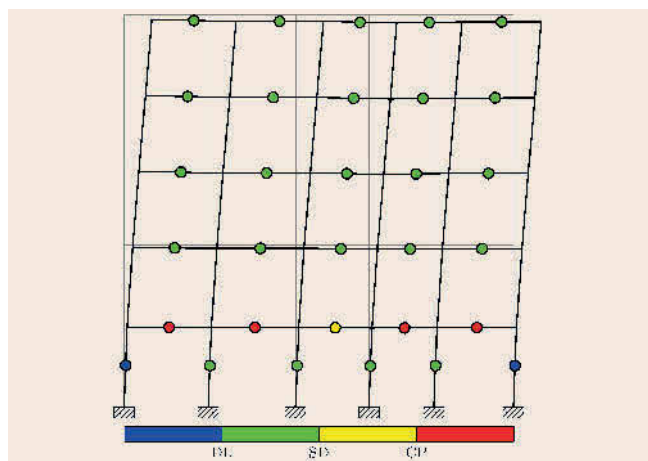


Bild 11. Verformung und Zustand der plastischen Gelenke bei Laststufe 5 des Lastmusters Mode 1: +X. Abb.: L. Moschen
 Fig. 11. Deformed shape and state of the plastic hinges at load step 5 of load pattern Mode 1: +X. Source: L. Moschen

4.2 Nicht-lineare statische Berechnungen

Im folgenden Abschnitt werden am Rahmenmodell nicht-lineare statische Berechnungen (Pushover Analysen) geführt mit dem Ziel die tatsächliche dynamische Tragwerksantwort anzunähern. Bei einer nicht-linearen statischen Berechnung wird das Modell zuerst mit den Lasten aus dem Eigengewicht (zur Erfassung des P-Delta Effekts) beaufschlagt. Anschließend wird eine über die Höhe verteilte horizontale Last gemäß eines mit der Massenverteilung gewichteten Verteilungsmusters inkrementelliterativ gesteigert bis eine gewünschte Zielverschiebung erreicht ist oder Versagen (das sich durch numerische Instabilität äußerst) eintritt. Die daraus gewonnene Beziehung zwischen dem Betrag des Auflagerschubs V_A und dem Betrag der Kopfverschiebung x_{48} der Mittelmauer (Kontrollknoten Nr. 48) stellt den Widerstand der Wand gegen Erdbebeneinwirkung dar und wird als Kapazitätskurve bezeichnet. Als Verteilungsmuster sind gemäß [11] die Grundschwingungsform (bzw. einer plausiblen Nähe-

runge davon) sowie eine Gleichverteilung über die Höhe anzusetzen.

In **Bild 10** sind die Kapazitätskurven der Wand für die Belastungen in „positive“ und „negative“ Richtung zufolge der massengewichteten Grundschwingungsform und einer massengewichteten gleichverteilten Beschleunigung dargestellt. Durch die Belastung in zwei Richtungen soll der Einfluss von Asymmetrien im Tragwerk durch Mauerwerksöffnungen, unterschiedliche Wandstärken usw. erfasst werden [11]. Man erkennt deutlich, dass ein Lastmuster mit gleichmäßiger Beschleunigung zu Kapazitätskurven führt, die im Vergleich zu grundschwingungsformbasierten Kurven (a) im elastischen Bereich steifer sind und (b) höhere Kapazitäten aufweisen. Dieses Verhalten kann mit der Form des Lastmusters und der Lage der Resultierenden der äußeren Kräfte begründet werden. In **Bild 11** sind die bei der Berechnung ausgebildeten plastischen Bereiche für die in Bild 10 angezeigte Laststufe 5 (Mode 1: +X) mit Kreisen dargestellt. Die unterschiedlichen Farben weisen auf den Verformungsbereich in der Kapazitätskurve hin. Von Relevanz sind die Punkte DL (Grenzzustand der Schadensbegrenzung), SD (Grenzzustand der wesentlichen Schädigung) und CP (Grenzzustand des Quasiversagens) gemäß EN 1998-3 [3].

Um den Nachweis der Erdbebbensicherheit und in weiterer Folge die Versagenswahrscheinlichkeit mit dem Kapazitätsspektrumverfahren in der Ausformung der N2-Methode gemäß EN 1998-1/Anhang B [11] führen zu können, ist die Kapazitätskurve von der Dimension Kraft über Verschiebung des Mehrfreiheitsgradmodells in Beschleunigungs-Verschiebungskordinaten des zugehörigen äquivalenten Einmassenschwingers [7] überzuführen, das heißt $D = x_{48}/\Gamma$ (Gleichung (4)) und $A = V_A/(L \cdot \Gamma)$ (Gleichung (8)). Die seismische Einwirkung ist durch das standortspezifische Antwortspektrum im sogenannten ADRS („Acceleration-Displacement Response Spectrum“) Format, bei dem die spektralen Beschleunigungen über die spektralen Verschiebungen bei Fließeintritt aufgetragen sind, festgelegt. In **Bild 12** ist für das Lastmuster Mode 1: +X die Abschätzung der Antwort gemäß der N2-Methode dargestellt. Die dünne schwarze Linie entspricht der Kapazitätskurve in Koordinaten des äquivalenten Einmassenschwingers und die rote Linie der bilinearisierte Kurve [11], [7], die für den Nachweis zu verwenden ist. Bei der Bilinearisierung der Kapazitätskurve gemäß [11] ist die äquivalente Festigkeit dort anzusetzen, wo das erste Mal ein Mechanismus entsteht. Dies ist beim vorliegenden System am Scheitelpunkt der Kapazitätskurve („capping point“) der Fall. Der Flächenausgleich unter der Kapazitätskurve gemäß [11] führt dann auf die effektive Anfangssteifigkeit, die im vorliegenden System wesentlich kleiner als die Anfangssteifigkeit der Kapazitätskurve ist. Da die effektive Grundschwingungsdauer ($T^* = 1,07$ s) des bilinearen Systems im Bereich mittlerer bis langer Perioden liegt [11], kann der Verhaltenspunkt („performance point“ PP) mit der „Regel gleicher Verschiebung“ („equal displacement rule“) [32] ermittelt werden, das heißt die elastische und inelastische Verschiebung werden als gleich angenommen. Der Vorgang ist in diesem Bild mit Pfeilen dargestellt, der rote Punkt kennzeichnet den Verhaltenspunkt. Am Verhaltenspunkt beträgt der Horizontalschub aller Auflager $V_A^{(PP)} = A^{(PP)} L \Gamma = 624,81$ kN (Gleichung (8)) und die zugehörige Kopfverschiebung $x_{48}^{(PP)} = D^{(PP)} \Gamma = 45$ mm (Gleichung (4)). Der Verhaltensbeiwert des bilinearen Systems ergibt sich zu $q = A^{(H)} / A^{(PP)} = 1,40$. Wird (fiktive) uneingeschränkte Elastizität vorausgesetzt, ist der Verhaltenspunkt mit der Anfangssteifigkeit

zu ermitteln, dargestellt in Bild 12 mit gestrichelten Pfeilen. Die so bestimmte Kopfverschiebung beträgt $x_{ds}^{(F1)} = D^{(F1)} \Gamma = 35 \text{ mm}$ (Gleichung (4)) und ist somit kleiner als die zuvor bestimmte auf Grundlage der bilinearisierten Kurve.

4.3 Nicht-lineare Zeitverlaufsrechnungen

Zur Abbildung der inhärenten Tragwerksdämpfung wurde im Zuge der nicht-linearen Zeitverlaufsrechnungen gemäß dem Rayleigh-Dämpfungsmodell [30] dem ersten Mode sowie dem Mode, bei welchem mehr als 90 % der kumulativen Masse erfasst wird (zweiter Mode, Tabelle 2), 5 % Dämpfung zugewiesen. Das im Programm SAP2000 implementierte Berechnungsmodell wurde durch die Erdbebenschriebe des zuvor beschriebenen Wiener Erdbebensatzes angeregt und die zugehörigen Tragwerksantworten berechnet. Für die Beurteilung der Erdbebensicherheit sind die maximalen Deckenverschiebungen relativ zum Fundament und die maximalen Deckenbeschleunigungen bezogen auf das Inertialsystem von besonderem Interesse.

In den folgenden Abbildungen sind die statistisch ausgewerteten Maximalantworten (Median und die Standardabweichung) der Wand entlang der Achse A (Bild 5) über die relative Gebäudehöhe (h_{rel}) in Form von Profilen dargestellt. Zum Vergleich werden den Antworten des inelastischen Tragwerks die Ergebnisse unter Annahme unbegrenzten elastischen Strukturverhaltens gegenübergestellt.

Bild 13 zeigt den Median (links) sowie die Standardabweichung (rechts) der maximalen Deckenverschiebung relativ zum Fundament („peak floor displacement“ bzw. *PFD*). Man erkennt, dass die Verschiebungen zufolge linearem und nicht-linearem Materialverhalten in etwa gleich groß sind. Mit diesem Ergebnis wird die „Regel gleicher Verschiebung“ [32] bestätigt. Der Median der maximalen Kopfverschiebung beträgt 35 mm und ist somit gleich groß wie der zuvor ermittelte Wert aus der N2-Methode basierend auf der Anfangssteifigkeit der Kapazitätskurve. Dies weist auf die Problematik der Bilinearisierung der Kapazitätskurve gemäß [11] hin. Wie in **Bild 14** exemplarisch für Erdbebenschrieb Nr. 1 laut Tabelle 1 dargestellt, bildet sich lediglich bei einem Mauerpfeiler ein plastisches Gelenk aus, wodurch die Verformung zufolge nicht-linearer Zeitverlaufsrechnung rund 22 % geringer als zufolge einer statisch nicht-linearen Berechnung ist. Der Verlauf der elastischen und inelastischen Verschiebungen folgt wie erwartet der Grundswingungsform. Hingegen ist die Standardabweichung der Maximalverschiebungen bei inelastischem Verhalten um circa 30 % größer als bei elastischem. Der Größtwert der Streuung tritt bei der Decke über dem Erdgeschoss auf.

In **Bild 15** sind der Median (links) sowie die Standardabweichung (rechts) der maximalen Deckenbeschleunigung („peak floor acceleration“ bzw. *PFA*) dargestellt. Die Beschleunigungsantwort zufolge nicht-linearem Materialverhalten ist wesentlich geringer als bei uneingeschränkt elastischem Strukturverhalten. Der S-förmige Verlauf des Medians sowie die Beschleunigungsamplitude ist konsistent mit den in [8] gefundenen Ergebnissen. Am Kopf des Mauerpfeilers ist das Verhältnis von inelastischer zu elastischer Beschleunigung 0,57. Der größere Unterschied zwischen linearer und nicht-linearer Beschleunigungsantwort begründet sich in der Form des Antwortspektrums. Das Verschiebungsantwortenspektrum geht mit zunehmender Frequenz gegen Null, im Vergleich dazu entspricht dem Beschleunigungsantwort-

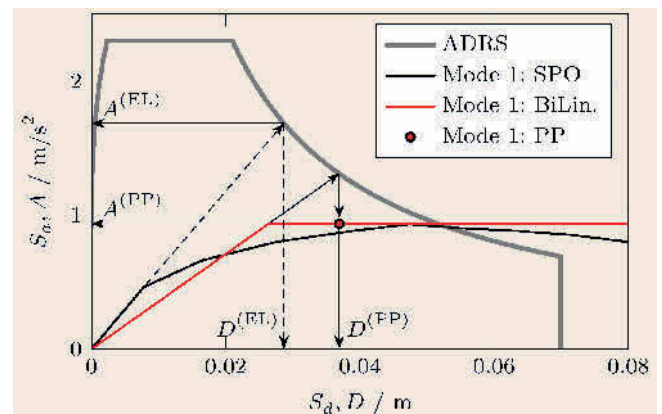


Bild 12. Kapazitätsspektrumverfahren gemäß [11] für das Lastmuster Mode 1 : +X. Abb.: L. Moschen
Fig. 12. Capacity spectrum method according to [11] for load pattern Mode 1 : +X. Source: L. Moschen

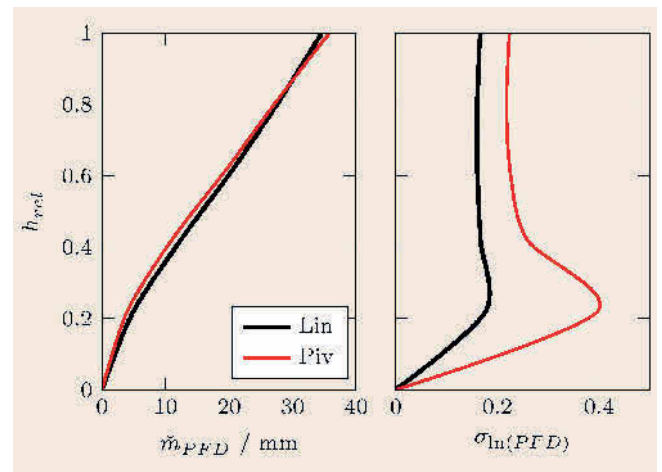


Bild 13. Median und Standardabweichung der maximalen Verschiebung über die relative Gebäudehöhe; schwarz: linear elastisches Modell; rot: elastoplastisches Modell. Abb.: L. Moschen
Fig. 13. Median and standard deviation of the peak floor displacement demand over the normalized building height; black: linear elastic model; red: elastoplastic model. Source: L. Moschen

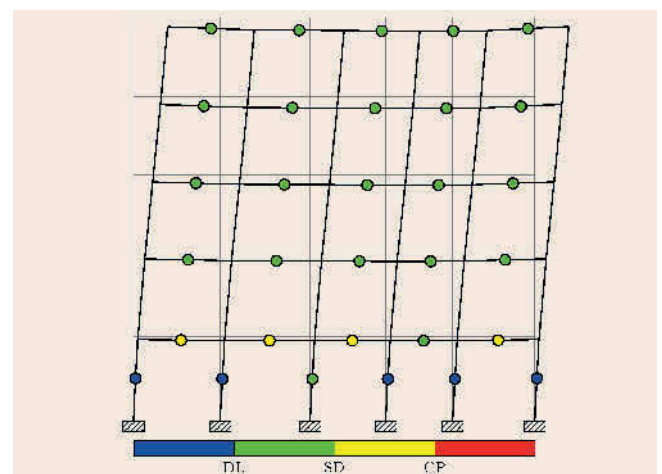


Bild 14. Einhüllende der Verformung und Zustand der plastischen Gelenke zufolge Anregung mit Erdbebenschrieb Nr. 1 laut Tabelle 1. Abb.: L. Moschen
Fig. 14. Envelope of displacement and state of plastic hinges due to excitation with earthquake record 1 according to Table 1. Source: L. Moschen

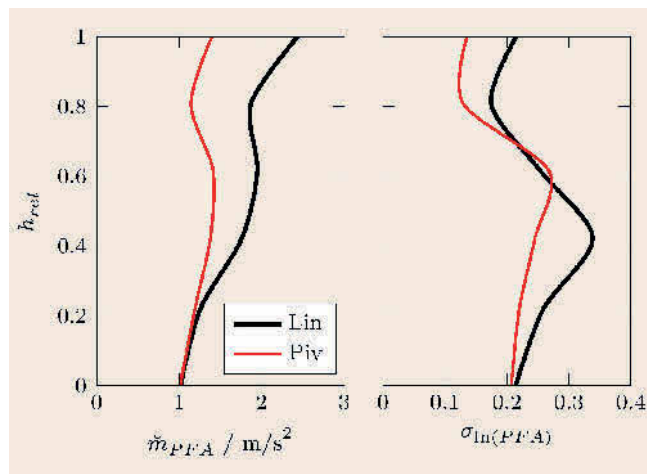


Bild 15. Median und Standardabweichung der maximalen Beschleunigung über die relative Gebäudehöhe; schwarz: linear elastisches Modell; rot: elastoplastisches Modell. Abb.: L. Moschen
Fig. 15. Median and standard deviation of the peak floor acceleration (PFA) demand over the normalized building height; black: linear elastic model; red: elastoplastic model. Source: L. Moschen

spektrum bei Periode Null gerade der maximalen Bodenbeschleunigung. Daher tragen die höheren Eigenschwingungsformen zur Beschleunigungsantwort erdbebenangeregter Tragwerke bei. Die Beschleunigungsantwort kann nicht mit einer nichtlinearen statischen Berechnung gefunden werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurden 14 Erdbebenschreibe für Bodenklasse C des Standortes Wien südwestlich der Donau ausgewählt und zum „Wiener Erdbebensatz“ zusammengefasst. Das statistische Mittel und die Standardabweichung des Erdbebensatzes entsprechen im Periodenbereich von 0,25 s zu 3,00 s der standortspezifischen seismischen Intensität repräsentiert durch das elastische Antwortspektrum gemäß EN 1998-1 [11]. Somit eröffnet sich die Möglichkeit nicht-linearer Zeitverlaufsrechnungen für Gebäude am Standort Wien südwestlich der Donau, deren Grundperiode in diesem Periodenbereich liegen. Nicht-lineare Zeitverlaufsrechnungen sind erforderlich, wenn (a) lineare Methoden wie das Antwortspektrumverfahren eine zu konservative Abschätzung der Erdbebenantwort liefern, (b) die Voraussetzungen für die Anwendung statisch nicht-linearer Methoden wie das Kapazitätsspektrumverfahren nicht gegeben sind oder (c) die maximale Tragwerksbeschleunigung in einem inelastischen Tragwerk realitätsnah abgeschätzt werden soll. Zusätzlich erhält man eine Abschätzung der Streuung der Antwort, die für die Beurteilung des Risikos von Erdbebenschäden von Bedeutung ist.

Ein zweiter Aspekt dieser Arbeit ist die vereinfachte mechanische Modellbildung von Wiener Gründerzeithäusern, um deren Erdbebenantwort auf Grundlage von nicht-linearen Zeitverlaufsrechnungen mit handelsüblichen Rechenprogrammen abzuschätzen. Es wurde gezeigt, dass für die betrachtete Mittellmauer des Wiener Muster-Gründerzeithauses die maximalen Tragwerksverschiebungen basierend auf nicht-linearen statischen Methoden um rund 22 % größer sind im Vergleich zur dynamischen Berechnung. Damit wird bestätigt, dass das erstere Verfahren zu einer brauchbaren Abschätzung der Antwort führt, wenn diese von der Grundschwingungsform dominiert wird. Für eine noch realitäts-

nähere Bewertung der Erdbebenantwort sind jedoch nicht-lineare Zeitverlaufsrechnungen zu bevorzugen. Die nicht-lineare dynamische Berechnung hat gezeigt, dass durch Berücksichtigung der plastischen Verformungskapazität die mittlere maximale Beschleunigungsantwort um bis zu 43 % reduziert wird. Dieses Verhalten ist typisch für Tragwerke des Hochbaus. Da die maximale Beschleunigungsantwort mit dem Versagen von nichttragenden steifen Bauteilen (wie z. B. Zierelemente an Fassaden der Wiener Gründerzeithäuser) direkt im Zusammenhang steht, eröffnet der „Wiener Erdbebensatz“ eine detaillierte Abschätzung des finanziellen Risikos infolge Erdbebenschäden für Gebäudebesitzer unter Berücksichtigung dieser nichttragenden Bauteile.

Der „Wiener Erdbebensatz“ kann auf Anfrage von den Autoren bezogen werden. Ebenso werden für weitere in Wien auftretende Bodenklassen entsprechende Erdbebensätze bereitgestellt.

Literatur

- [1] Kolbitsch, A.: Altbaukonstruktionen. Charakteristika, Rechenwerte, Sanierungsansätze, Praxis der Erhaltung von Bauten, Springer, Wien, 1989.
- [2] Kirchmayer, W.; Kolbitsch, A.; Popp, R.: Dachgeschoßausbau in Wien, 2016.
- [3] EN 1998-3: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Ausgabe Oktober 2013.
- [4] ÖNORM B 1998-3: Eurocode 8 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Ausgabe Februar 2016.
- [5] Krakora, A.; Bauer, P.: Berechnungsbeispiele anhand des Wiener Gründerzeit-Mustergebäudes, Ausgabe 2014.
- [6] Krakora, A.; Bauer, P.; Brusatti, W. et al.: Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau „Leicht“ Ermittlung der Kapazität des Bestandes und Nachweis der horizontalen Lastabtragung zufolge Zusatzlasten, Ausgabe 2008.
- [7] Fajfar, P.: A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. In: Earthquake Spectra, Vol. 16 (2000), Iss. 3, pp. 573-592.
- [8] Rudisch, A.; Dunjic, V.; Kolbitsch, A.: Investigation of horizontal floor acceleration in historic masonry buildings. In: Mauerwerk, Vol. 21 (2017), Iss. 6, pp. 348-356.
- [9] Miranda, E.; Taghavi, S.: A Comprehensive Study of Floor Acceleration Demands in Multi-Story Buildings. In: Goodno, B. (Hrsg.): ATC and SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, San Francisco, California, United States, 2009, pp. 616-626.
- [10] Pasticier, L.; Amadio, C.; Fragiocomo, M.: Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 37 (2008), Iss. 3, pp. 467-485.
- [11] EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Ausgabe Juni 2013.
- [12] Moschen, L.; Medina, R. A.; Adam, C.: A Ground Motion Record Selection Approach Based on Multiobjective Optimization. In: Journal of Earthquake Engineering, Vol. 23 (2019), Iss. 4, pp. 669-687.
- [13] Benjamin, J. R.; Cornell, C. A.: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. Dover Books on Engineering, Dover Publications, 1970.
- [14] John Douglas: Ground motion prediction equations 1964-2018. Glasgow, UK, University of Strathclyde, Department of Civil and Environmental Engineering, 2019.
- [15] Baker, J. W.; Cornell, C. A.: Spectral Shape, Epsilon and Record Selection. In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 35 (2006), Iss. 9, pp. 1077-1095.
- [16] Bommer, J. J.; Scott, S. G.; Sarma, S. K.: Hazard-consistent earthquake scenarios. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 19 (2000), Iss. 4, pp. 219-231.
- [17] Naeim, F.; Lew, M.: On the Use of Design Spectrum Compatible Time Histories. In: Earthquake Spectra, Vol. 11 (1995), Iss. 1, pp. 111-127.
- [18] Baker, J. W.: Conditional Mean Spectrum: Tool for Ground-Motion Selection. In: Journal of Structural Engineering, Vol. 137 (2011), Iss. 3, pp. 322-331.

- [19] Adam, C.; Kampenhuber, D.; Ibarra, L. F. et al.: Optimal Spectral Acceleration-based Intensity Measure for Seismic Collapse Assessment of P-Delta Vulnerable Frame Structures. *In: Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 21 (2017), Iss. 7, pp. 1189-1195.
- [20] De Biasio, M.; Grange, S.; Dufour, F. et al.: Intensity Measures for Probabilistic Assessment of Non-Structural Components Acceleration Demand. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* (2015).
- [21] Jayaram, N.; Lin, T.; Baker, J. W.: A Computationally Efficient Ground-Motion Selection Algorithm for Matching a Target Response Spectrum Mean and Variance. *In: Earthquake Spectra*, Vol. 27 (2011), Iss. 3, pp. 797-815.
- [22] Kohrangi, M.; Bazzurro, P.; Vamvatsikos, D. et al.: Conditional spectrum-based ground motion record selection using average spectral acceleration. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 46 (2017), Iss. 10, pp. 1667-1685.
- [23] ÖNORM B 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Ausgabe Juni 2011.
- [24] Pacific Earthquake Engineering Research Center: PEER Ground Motion Database. University of California, Berkeley, 2010.
- [25] Joyner, W. B.; Boore, D. M.: Peak Horizontal Acceleration and Velocity from Strong-Motion Records Including Records From the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake. *In: Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 71 (1981), Iss. 6, pp. 2011-2038.
- [26] The MathWorks Inc.: MATLAB Version 2013b [Software]. 2013.
- [27] Achs, G.; Adam, C.; Bekó, A. et al.: Erdbeben im Wiener Becken – Beurteilung, Gefährdung, Standortrisiko. VCE Holding, Wien, 2011.
- [28] Adam, C.; Furtmüller, T.; Achs, G.: Seismic Assessment of Historical Brick-Masonry Buildings in Vienna. *In: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
- [29] Computers and Structures, Inc.: SAP2000 Version 21.0.2 [Software].
- [30] Chopra, A. K.: Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Prentice Hall, Boston, 2012.
- [31] Dowell, R. K.; Seible, F.; Wilson, E. L.: Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *In: ACI Structural Journal*, Vol. 95 (1998), Iss. 5.
- [32] Veletsos, A.; Newmark, N. M.: Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motion. *In: Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto, Japan, 1960.



**Dipl.-Ing. Dr.techn.
Lukas Moschen**

moschen@fcp.at, lukas.moschen@uibk.ac.at

Universität Innsbruck
Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik
Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, Österreich

FCP Fritsch, Chiari & Partner ZT GmbH
Marxergasse 1B, 1030 Wien, Österreich

Abb.: Lukas Moschen

**Konstantinos Theodoros
Tsalouchidis, M.Sc.**

konstantinos.tsalouchidis@uibk.ac.at

**Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.
Christoph Adam**

christoph.adam@uibk.ac.at

Universität Innsbruck
Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik
Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, Österreich

Vorschau 1/2020



Drei innovative Fußgänger- und Radwegbrücken entstanden im Remstal in filigraner Holzbauweise. Sie wurden nach dem Konzept der „Stuttgarter Holzbrücke“ konstruiert.

Abb.: Schaffitzel Holzindustrie GmbH + Co. KG

Konstruktiver Holzbau

Filigrane Holzbauweise prägt drei Brücken im Remstal. Ihre Gemeinsamkeit ist der sogenannte integrale Stoß.

Modulbau

Siemens benötigte kurzfristig ein neues Bürogebäude. Dieses Projekt wurde durch 75 Raummodule umgesetzt.

Versuche

Analyse des dynamischen Schotteroberbauverhaltens anhand einer Großversuchsanlage mit vertikaler Kraftanregung

Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt – Ansatz zur Prognose der Verdichtungseigenschaften

C. Henzinger

ZUSAMMENFASSUNG Die Bodenverbesserung ist ein wichtiges Verfahren des Erdbaus – vor allem um feinkörnige Böden verarbeitbar zu machen, die zu hohe Wassergehalte aufweisen. Eine innovative und ressourceneffiziente Möglichkeit zur Verbesserung der schlechten bautechnischen Eigenschaften solcher Böden ist die Einmischung von Recyclingmaterial aus Bauschutt. In diesem Beitrag wird ein Modellansatz zur Prognose der Verdichtungseigenschaften von derart verbesserten Böden vorgestellt. Das beschriebene Modell wird anhand von Ergebnissen aus Verdichtungsversuchen validiert.

STICHWÖRTER

Baustoffe, Erdbau, Bodenverbesserung, Nachhaltigkeit

Soil improvement with recycled aggregates from demolition waste – Approach for the prediction of the compaction properties

ABSTRACT The improvement of soils is an important method in earthwork engineering – in particular to improve the workability of fine-grained soils with too high water contents. Improving the poor properties of such soils by addition of recycled materials from demolition waste is an innovative and resource-efficient possibility. This paper presents a model approach for predicting the compaction characteristics of the mixtures resulting from such improvement measures. The model described is validated on the basis of results from compaction tests.

1 Einleitung

1.1 Hintergrund

Die nachhaltige Verwendung von Rohstoffen stellt unsere Gesellschaft vor verschiedene Herausforderungen. Ein wichtiges Ziel in diesem Kontext ist, Stoffkreisläufe möglichst zu schließen und Abfall im besten Falle gar nicht erst entstehen zu lassen. Diesem Bestreben wurde in Deutschland bereits 1994 durch die Verabschiedung des Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetzes (KrW-/AbfG) Gesetzescharakter verliehen. 2012 wurde das Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz durch das Kreislaufwirtschaftsgesetz (KrWG) ersetzt. In diesem ist unter anderem die Abfallhierarchie geregelt, laut derer die Wiederverwendung und das Recycling von Reststoffen einer Ablagerung und Entsorgung vorzuziehen ist. Für den Erdbau bedeutet das, dass möglichst alle im Rahmen von Baumaßnahmen anfallenden Bodenaushubmassen als natürliche Baustoffe zur Erstellung von Erdbauwerken verwendet werden sollen. Andererseits bedeutet es auch, dass zum Beispiel mineralische Reststoffe aus Abbrucharbeiten einer ihren Eigenschaften entsprechenden, möglichst hochwertigen Verwendung zugeführt werden sollten, anstatt abgelagert oder verfüllt zu werden. In diesem Sinne wird nachfolgend ein Verfahren beschrieben, bei dem zu nasse, feinkörnige Böden durch Einmischung eines trockenen, porösen Recyclingmaterials aus Bauschutt verbessert und damit erdbautechnisch verarbeitbar gemacht werden (Maßnahme zur Bodenverbesserung gemäß ZTV E-StB 17 [1]). Beide diese Materialien fallen typischerweise als mineralischer Reststoff an: Zu nasse, feinkörnige Böden aufgrund ihrer nachteiligen bautechnischen Eigenschaften, das sandreiche Bauschuttmaterial fällt als Reststoff bei der Herstellung von groben Recyclingkörnungen für

den Straßenoberbau an und besitzt derzeit keine hochwertigen Verwertungswege [2].

1.2 Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt

International wurde die Vermischung von feinkörnigen Böden mit Recyclingmaterial zur Verbesserung der Bodeneigenschaften bereits 1986 wissenschaftlich aufgegriffen [3]. Das Verfahren gewinnt aktuell international wieder deutlich an Aufmerksamkeit [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10]. Auch in Deutschland wurden in jüngerer Zeit umfangreiche Untersuchungen zur Bodenbehandlung mit Recyclingbaustoffen aus Bauschutt durchgeführt [11], [12], [13]. Während die genannten Arbeiten wichtige Erkenntnisse zum bodenmechanischen und erdbautechnischen Verhalten einzelner Mischungen liefern, erlauben sie keine maßgeblichen Verallgemeinerungen in Bezug auf unterschiedliche Böden und Zugabematerialien. Über die Darstellung experimenteller Untersuchungen hinausgehend wird daher im vorliegenden Beitrag ein einfaches Modell zur mathematischen Beschreibung der Entwicklung der Verdichtungseigenschaften der verbesserten Böden in Abhängigkeit von der Zugabemenge an Recyclingmaterial vorgestellt.

2 Modellbildung

2.1 Grundlage des Modells

Bei der vergleichenden Betrachtung von Ergebnissen aus Reihenuntersuchungen zur Bodenverbesserung feinkörniger Böden mit Recyclingmaterial aus Bauschutt lassen sich bodenabhängige

Muster zur Veränderung des Verdichtungsverhaltens mit steigender Zugabemenge an Recyclingmaterial identifizieren [15]. Dies lässt darauf schließen, dass die Änderung der Verdichtungseigenschaften einer gewissen Ordnung folgt, deren Gesetzmäßigkeiten es im Rahmen einer Modellbildung in den maßgeblichen Teilen zu identifizieren und zu beschreiben gilt. Als Basis für die Modellbildung dient eine Beobachtung, die sich im Zuge der Herstellung solcher Mischungen im Labor aufgedrängt hat: Der trockene RC-Sand lässt sich im Allgemeinen nicht homogen in den nassen, feinkörnigen Boden einmischen – es bildet sich um die nassen Bodenaggregate eine Art Kruste [15]. Basierend auf dieser Beobachtung lässt sich annehmen, dass beide diese Materialien auch im verdichteten Gemisch jeweils getrennt voneinander (nicht vollständig vermischt) und mit jeweils unterschiedlichen Verdichtungseigenschaften vorliegen (Wassergehalt, Trockendichte). Somit lassen sich die Trockendichte und der Wassergehalt einer verdichteten Mischung auf Basis der Trockendichten, der Wassergehalte und des Mischungsverhältnisses der gemischten Komponenten getrennt bilanzieren:

$$w_{\text{Mischung}} = \frac{w_{\text{Boden}} + MV \cdot w_{\text{ZM}}}{(1 + MV)} \quad (1)$$

$$\rho_{d,\text{Mischung}} = \frac{\rho_{d,\text{Boden}} \cdot \rho_{d,\text{ZM}} \cdot (1 + MV)}{\rho_{d,\text{ZM}} + \rho_{d,\text{Boden}} \cdot MV} \quad (2)$$

In den Gleichungen (1) und (2) bezeichnen w_{Boden} und w_{ZM} die Wassergehalte des Bodenanteils sowie des Anteils des Zugabematerials, die jeweiligen Trockendichten beider Anteile sind mit $\rho_{d,\text{Boden}}$ und $\rho_{d,\text{ZM}}$ bezeichnet. Das Mischungsverhältnis MV [-] bezieht sich, wie bei Maßnahmen zur Bodenverbesserung im Erdbau üblich, auf 100 % des trockenen Bodens ($m_{d,\text{ZM}} = MV \cdot m_{d,\text{Boden}}$). Die getrennte Bilanzierung von Wassergehalt und Trockendichte allein bringt allerdings noch keine Vorteile. Um die Gleichungen (1) und (2) für die Modellbildung nutzbar zu machen, bietet sich die Nutzung einer Eigenschaft des zur Verbesserung hauptsächlich verwendeten, gemischten Recyclingmaterials aus Bauschutt der Körnung 0/4 mm an: Bei Verdichtung (ohne Mischung) zeigt dieses Material keine ausgeprägte Abhängigkeit der Trockendichte vom Wassergehalt [14]. Damit ist auch zu erwarten, dass das Maximum der Trockendichte des Gemisches eben dort auftritt, wo der Bodenanteil in der verdichteten Mischung den optimalen Wassergehalt aufweist. Der Ansatz ist in **Bild 1** grafisch veranschaulicht. Bezogen auf die Gleichungen (1) und (2) lassen sich die Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der optimalen Verdichtungskennwerte der Mischungen konkretisieren:

$$w_{\text{Mischung(Pr)}} = \frac{w_{\text{Boden(Pr)}} + MV \cdot w_{\text{ZM}}}{(1 + MV)} \quad (3)$$

$$\rho_{d,\text{Mischung(Pr)}} = \frac{\rho_{d,\text{Boden(Pr)}} \cdot \rho_{d,\text{ZM}} \cdot (1 + MV)}{\rho_{d,\text{ZM}} + \rho_{d,\text{Boden(Pr)}} \cdot MV} \quad (4)$$

Dabei bezeichnen die Variablen $w_{\text{Mischung(Pr)}}$ und $\rho_{d,\text{Mischung(Pr)}}$ sowie $w_{\text{Boden(Pr)}}$ und $\rho_{d,\text{Boden(Pr)}}$ jeweils die optimalen Verdichtungskennwerte des gemischten Materials und des Bodenanteils (Ausgangsboden). Die Modellparameter w_{ZM} und $\rho_{d,\text{ZM}}$ bezeichnen die Verdichtungseigenschaften des Zugabematerials im verdichteten Gemisch. Sie sind vorab unbekannt.

Die Herangehensweise ist grundsätzlich nicht neu [16] und findet so oder in ähnlicher Form zum Beispiel in DIN 18127

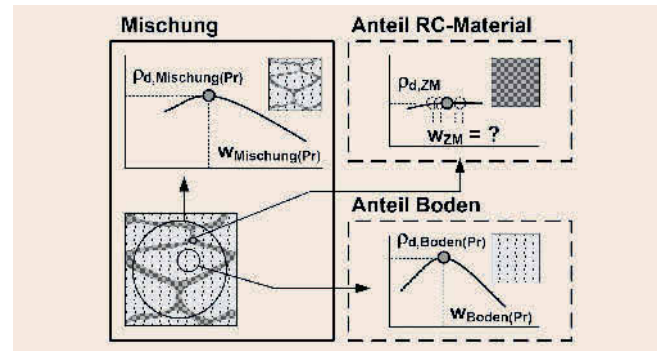


Bild 1. Schematische Darstellung des Modellansatzes Abb.: C. Henzinger
Fig. 1. Schematic representation of the model approach
Source: C. Henzinger

[17] und ASTM D4718–87 [18] Anwendung zur Korrektur der Dichte und des Wassergehalts von Böden unter Berücksichtigung eines Überkornanteils. Im gegenständlichen Fall ist zusätzlich folgendes zu beachten: a) der Wassergehalt des Recyclingmaterials in Gleichung (3) ist aufgrund der Porosität in allen Korngrößenbereichen nicht vernachlässigbar klein und b) der Wassergehalt des Recyclingmaterials im verdichteten Zustand entspricht nicht mehr dem Wassergehalt vor der Einmischung. Nach dem Einmischen des trockenen und porösen Recyclingmaterials in den nassen, feinkörnigen Boden, und auch während der Verdichtung des Gemisches wird Wasser aus dem Bodenanteil in das Recyclingmaterial abgegeben. Es wird dabei nur innerhalb der Komponenten der Mischung umgelagert, ohne dass sich der Gesamtwassergehalt eines wie in Bild 1 dargestellten Bodenelements (Mischung) ändert. Ohne Berücksichtigung von Verdunstungseffekten entspricht die vom Boden abgegebene Menge an Wasser eben jener Menge, die das eingangs trockene, poröse Recyclingmaterial aufzunehmen vermag. Die Menge des so ausgetauschten Wassers ist der bestimmende Faktor für das beobachtbare Ausmaß der Verbesserungswirkung und ergibt sich aus den jeweiligen Ausgangswassergehalten, den Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen beider Materialien und dem Verdichtungsprozess [14].

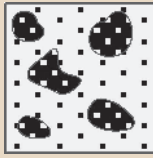
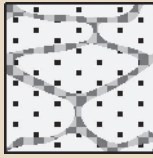
2.2 Verallgemeinerung und Anwendung des Modells

2.2.1 Allgemeines

Jeweils aufgelöst nach w_{ZM} und $\rho_{d,\text{ZM}}$ lassen sich aus den Gleichungen (3) und (4) anhand von Verdichtungsergebnissen bei bekanntem MV die Verdichtungseigenschaften des Anteils des Zugabematerials im verdichteten Gemisch (Modellparameter) rückrechnen. Im einfachsten Fall kann das Modell nach Gleichung (3) und (4) anhand solcher Rückrechnungen aus dem Verdichtungsergebnis einer einzelnen Mischung kalibriert werden und liefert bei Mischungsverhältnissen im Nahbereich des bekannten Mischungsverhältnisses (das zur Rückrechnung der Modellparameter w_{ZM} und $\rho_{d,\text{ZM}}$ verwendet wurde; Basis der Prognose) brauchbare Ergebnisse [14]. Sollen mit einer Prognose allerdings größere Spannen an Mischungsverhältnissen zuverlässig berechnet werden können, kann nicht ohne Weiteres davon ausgegangen werden, dass die Verdichtungseigenschaften des Zugabematerials im verdichteten Gemisch unabhängig vom Mischungsverhältnis bleiben. Während eine solche Annahme für den Anteil des Bodens im Bereich typischer Mischungsverhältnisse bei

Tabelle 1. Zusammensetzung des Porenraum bei niedrigen und hohen Zugabemengen

Table 1. Composition of the pore space at small and large addition rates

Niedrige Zugabemengen	Hohe Zugabemengen
Darstellung: 	Darstellung: 
Beschreibung: RC-Körner liegen als einzelne Körner ohne Kontakt zueinander in der feinkörnigen Matrix vor	Beschreibung: RC-Kornmenge umschließt als „Kruste“ die Bodenaggregate des feinkörnigen Bodens
Zusammensetzung Porenraum: Feinkorn: intergranular RC: intragranular	Zusammensetzung Porenraum: Feinkorn: intergranular RC: intragranular und intergranular

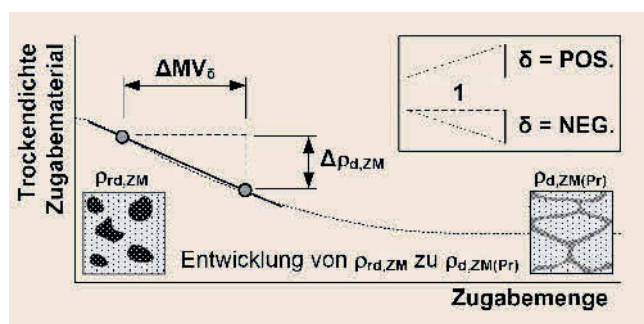


Bild 2. Trockendichte des Anteils des Zugabematerials im verdichteten Gemisch Abb.: C. Henzinger
Fig. 2. Dry density of the proportion of the additive in the compacted mixture Source: C. Henzinger

Maßnahmen zur Bodenverbesserung noch annähernd stimmen wird (der Bodenanteil wird auch bei höheren Zugabemengen immer noch den maßgeblichen Anteil am Gemisch einnehmen), ändern sich die Randbedingungen für die Verdichtung des Recyclingmaterials im gleichen MV-Bereich deutlich mit steigender Zugabemenge. Wie sich die Änderung der Randbedingungen auf die Eigenschaften des Anteils des Recyclingmaterials im verdichteten Gemisch auswirkt, wird nachfolgend getrennt für dessen Trockendichte ($\rho_{d,ZM}$) und Wassergehalt (w_{ZM}) erläutert.

2.2.2 Trockendichte des RC-Materials

Die Trockendichte des Zugabematerials im verdichteten Gemisch ändert sich mit steigender Zugabemenge – sie sinkt ab. Während einzelne Recyclingkörner bei niedrigen Mischungsverhältnissen ohne Kontakt zueinander in der feinkörnigen Bodenmatrix eingebettet sind, ordnen sie sich bei höheren Mischungsverhältnissen immer mehr in Form einer Kruste um die Bodenaggregate an. Das dem Recyclingmaterial im verdichteten Gemisch zuzuordnende Volumen entwickelt sich vom reinen Feststoffvolumen der Einzelkörner (nur intragranularer Porenraum des porösen Recyclingmaterials) mit steigendem Mischungsverhältnis

hin zum Feststoffvolumen mit intergranularen Poren. Im Fall kleiner Mischungsverhältnisse kann dem Recyclingmaterial im verdichteten Gemisch also die Kornrohichte der Einzelkörner ($\rho_{rd,ZM}$) zugeordnet werden, im Fall großer Mischungsverhältnisse die Trockendichte ($\rho_{d,ZM(Pr)}$), die bei der Verdichtung des Recyclingmaterials (ohne Mischung) erzielt werden könnte. Symbolhaft ist die Situation für kleine und große Zugabemengen in **Tabelle 1** dargestellt. Der Verlauf zwischen diesen möglichen Extremen ist nicht bekannt, mutmaßlich aber nichtlinear, wie in **Bild 2** veranschaulicht. Eine einfache Möglichkeit, das Modell in Gleichung (4) für die Prognose der Trockendichte bei verschiedenen Mischungsverhältnissen nutzbar zu machen besteht darin, den Übergang, wie auch in Bild 2 angedeutet, abschnittsweise linear zu approximieren und in das Modell zu übernehmen. Sind zum Beispiel die Verdichtungsoptima bei zwei unterschiedlichen Mischungsverhältnissen ($MV2 > MV1$) bekannt, so lässt sich jeweils die Trockendichte des Anteils des RC-Materials ($\rho_{d,ZM}$) mithilfe von Gleichung (4) für die beiden Mischungsverhältnisse rückrechnen und die rückgerechneten Werte wie in Bild 2 eintragen. Der Faktor δ bildet dann die Neigung dieser linearen Approximation ab und wird nach Gleichung (5) ermittelt.

$$\delta = \frac{\Delta \rho_{d,ZM}}{\Delta MV_{\delta}} = \frac{(\rho_{d,ZM(MV2)} - \rho_{d,ZM(MV1)})}{(MV2 - MV1)} \quad (5)$$

Da im gegenständlichen Fall mit größer werdendem intergranularem Porenraum im Anteil des Zugabematerials auch dessen Trockendichte mit steigendem Mischungsverhältnis abnimmt, wird δ typischerweise negative Werte annehmen. Der Faktor weist dabei jeweils dieselbe Einheit auf, wie die verwendete Einheit für die Trockendichte. Um die sich ändernde Trockendichte des Anteils des Zugabematerials über den ermittelten Faktor δ im Modell zur Prognose von Verdichtungsergebnissen berücksichtigen zu können, muss Gleichung (4) folgendermaßen modifiziert werden (der obere Index * zeigt eine Prognose an):

$$\rho_{d,Mischung(Pr)}^* = \frac{\rho_{d,Boden(Pr)} \cdot \rho_{d,ZM(B)} \cdot (1 + \delta(\rho_{d,ZM(B)} \cdot \Delta MV)) \cdot (1 + MV)}{\rho_{d,ZM(B)} \cdot (1 + \delta(\rho_{d,ZM(B)} \cdot \Delta MV)) - \rho_{d,Boden(Pr)} \cdot MV} \quad (6)$$

In Gleichung (5) bezeichnet $MV [-]$ jenes Mischungsverhältnis, bei dem die Trockendichte einer verdichteten Mischung ($\rho_{d,Mischung(Pr)}^*$) prognostiziert werden soll. Mit ΔMV wird der Abstand dieses Mischungsverhältnisses von der Basis (MV_B) der Prognose bezeichnet ($\Delta MV = MV - MV_B$). Die Basis der Prognose ist zweckmäßigerweise eines jener beiden Mischungsverhältnisse, zu denen ein Verdichtungsergebnis und damit auch rückgerechnete Werte für w_{ZM} und $\rho_{d,ZM}$ zur Verfügung stehen (also $MV1$ oder $MV2$). Die Trockendichte des Zugabematerials an der Basis der Prognose wird in Gleichung (6) mit $\rho_{d,ZM(B)}$ bezeichnet ($\rho_{d,ZM(B)} = \rho_{d,ZM}$ bei MV_B).

2.2.3 Wassergehalt des RC-Materials

Welchen Wassergehalt das Zugabematerial in einer verdichteten Mischung annimmt ist, wie erwähnt, von unterschiedlichen Faktoren abhängig. Eine praktisch nicht erreichbare Obergrenze für den möglichen Wassergehalt ergibt sich aus der vollständigen Sättigung des intra- und gegebenenfalls intergranularen Porenraums des Anteils des Recyclingmaterials. Eine theoretische Untergrenze lässt sich aus Überlegungen zu den direkt nach Einmischung noch vorhandenen Saugspannungsunterschieden zwischen dem nassen Boden und dem zugegebenen, trockenen und porösen

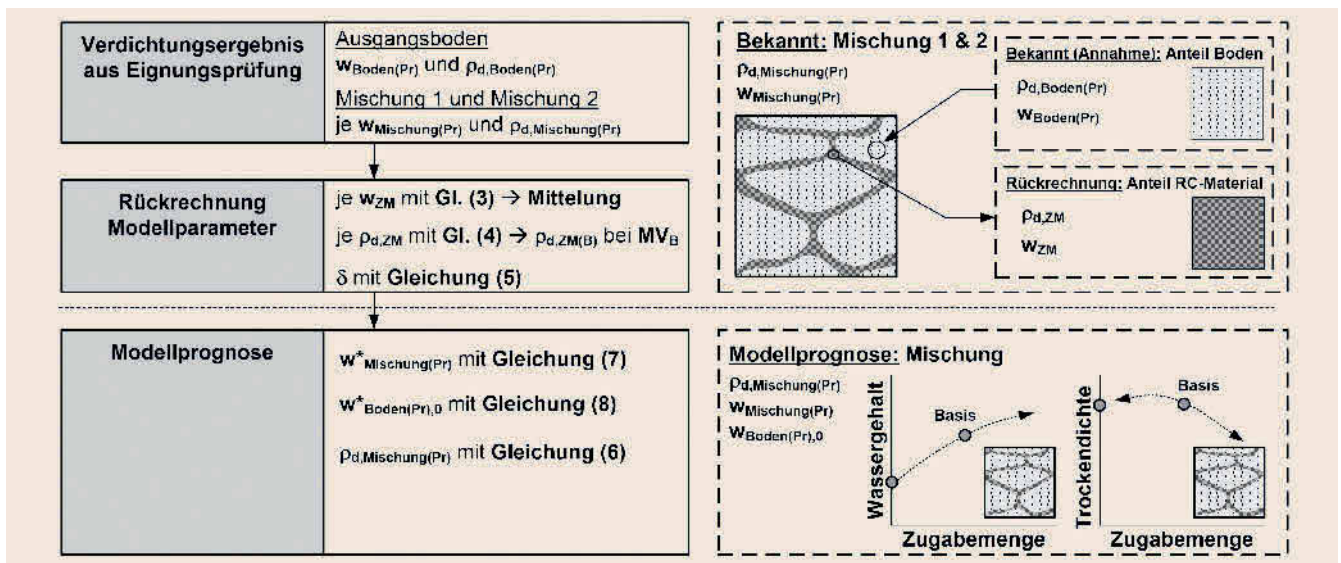


Bild 3. Ablauf zur Kalibrierung und Anwendung des Modells Abb.: C. Henzinger
Fig. 3. Sequence for calibration and application of the model Source: C. Henzinger

RC-Material ableiten. Diese Saugspannungsunterschiede führen nach der Mischung der beiden Materialien notwendigerweise zur Verlagerung von Wasser aus dem Bodenanteil in das Zugabematerial. Der Wassergehalt des Zugabematerials muss sich grundsätzlich innerhalb dieser Grenzwerte bewegen. Rückrechnungen aus Mischungen unterschiedlicher Böden mit Recyclingmaterial bestätigen das und zeigen außerdem, dass der Wassergehalt des Anteils des RC-Materials in der verdichteten Mischung innerhalb gewisser Grenzen nicht maßgeblich von der Zugabemenge abhängt [14]. Dies wird im Folgenden genutzt, indem der Modellparameter w_{ZM} in Gleichung (6) vereinfachend als konstant über die Mischungsverhältnisse angenommen wird. Da für die Prognose der Trockendichte der Mischungen die Modellparameter ($\rho_{d,ZM(B)}$ und δ) aber aus zwei Mischungen rückgerechnet werden sollten (Bild 2), kann der rückgerechnete und gemittelte Wassergehalt zweier Mischungen als Modellparameter für die Prognose nach Gleichung (7) verwendet werden, die sich von Gleichung (3) nur durch den oberen Index * zur Anzeige einer Prognose unterscheidet.

$$w_{Mischung(Pr)}^* = \frac{w_{Boden(Pr)} + MV \cdot w_{ZM}}{(1 - MV)} \quad (7)$$

Wie bereits erwähnt, bestimmt jene Menge an Wasser, die bei der Mischung und Verdichtung durch das Recyclingmaterial aus dem Bodenanteil aufgenommen wird, durch die Entwässerung des verdichtungsbestimmenden, feinkörnigen Bodens das Ausmaß der Verbesserungswirkung. Unter Berücksichtigung des Eigenwassergehaltes des Zugabematerials vor Mischung ($w_{ZM,0}$) und des Wassergehaltes des Zugabematerials in der verdichteten Mischung (siehe oben; aus zwei Rückrechnungen gemittelter Wert für w_{ZM}) lässt sich folgende Gleichung (8) zur Bestimmung des optimalen Ausgangswassergehaltes des Bodens für eine bestimmte Zugabemenge ($w_{Boden(Pr,0)}^*$) ableiten:

$$w_{Boden(Pr,0)}^* = w_{Boden(Pr)} - MV \cdot (w_{ZM} - w_{ZM,0}) \quad (8)$$

Durch eine einfache Umstellung von Gleichung (8) lässt sich auch eine Gleichung zur Ermittlung des optimal erforderlichen

Mischungsverhältnisses (MV) für einen bestimmten Ausgangswassergehalt des zu verbessernden Bodens ermitteln.

2.3 Anwendung des Modells

2.3.1 Allgemeines

Die Anwendung des Modells hat zum Zweck, die Verdichtungseigenschaften möglichst vieler unterschiedlicher Mischungen auf Basis weniger Laborversuche zuverlässig prognostizieren zu können. Damit kann der Laboraufwand zur Festlegung der Verdichtungsanforderungen und der idealen Zugabemenge im Feld minimiert werden. Das Modell nach Gleichung (6) und (7) benötigt mehrere Eingangsparameter zur Kalibrierung der Modellprognosen. Einerseits müssen die Verdichtungseigenschaften des zu verbessernden, feinkörnigen Bodens bekannt sein ($w_{Boden(Pr)}$ und $\rho_{d,Boden(Pr)}$). Diese Parameter werden in aller Regel bereits noch vor der Festlegung auf eine bestimmte Bodenverbesserungsmaßnahme im Labor bestimmt, spätestens allerdings im Rahmen einer Eignungsprüfung zu einem bestimmten Verbesserungsverfahren. Andererseits dienen die Verdichtungsergebnisse von zwei unterschiedlichen Mischungen als Basis für die Ermittlung der Modellparameter (w_{ZM} , $\rho_{d,ZM(B)}$ und δ). Hierzu werden die Verdichtungseigenschaften des Anteils des Recyclingmaterials in der verdichteten Mischung aus zwei Verdichtungsergebnissen rückgerechnet, wobei zur Berechnung in den Gleichungen (3) und (4) jeweils die Verdichtungseigenschaften des Bodenanteils ($\rho_{d,Boden(Pr)}$, $w_{Boden(Pr)}$) und der Mischung ($\rho_{d,Mischung(Pr)}$ und $w_{Mischung(Pr)}$) bekannt sind und eingesetzt werden. Die Auflösung der Gleichungen nach w_{ZM} und $\rho_{d,ZM}$ liefert dann jeweils die Verdichtungseigenschaften des Anteils des Recyclingmaterials in der verdichteten Mischung. Die aus den Verdichtungsergebnissen von zwei Mischungsverhältnissen rückgerechneten Werte für den Wassergehalt des Recyclingmaterials können gemittelt werden. Mit Gleichung (5) lässt sich der Faktor δ ermitteln. Der Modellparameter $\rho_{d,ZM(B)}$ entspricht dem rückgerechneten Wert für $\rho_{d,ZM}$ beim gewählten MV_B . Die berechneten Werte für w_{ZM} , $\rho_{d,ZM(B)}$ und δ können dann nach Gleichung (6) und (7) zur Prognose der Verdichtungsergebnisse anderer Mischungen einge-

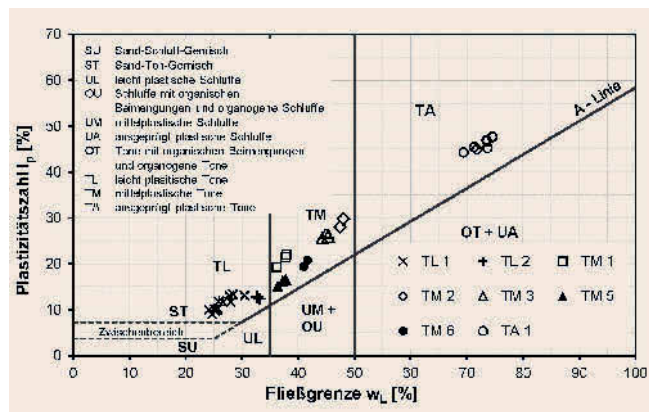


Bild 4. Plastizitätsdiagramm der Ausgangsböden Abb.: C. Henzinger
Fig. 4. Plasticity diagram of the base soils Source: C. Henzinger

setzt werden. Der gesamte Ablauf ist symbolisch auch in **Bild 3** veranschaulicht.

4 Validierung anhand von Versuchsergebnissen

4.1 Allgemeines

Die Validierung anhand von Versuchsergebnissen anderer Autoren ist leider nicht ohne weiteres möglich. In den aus der wissenschaftlichen Literatur bekannten Untersuchungen wird jeweils auf das Trockenmischverfahren zurückgegriffen. Dieses liefert zwar sehr homogene Mischungen, leider bildet es aber die tatsächlichen Gegebenheiten einer Bodenverbesserungsmaßnahme (Einnischung in den nassen Boden und Aggregatbildung) nicht mit ab. Für die Validierung des Modells werden also Teile jener Ergebnisse aus unterschiedlichen Versuchsreihen herangezogen, die in [14] dargestellt sind. Einerseits wird im Rahmen dieses Beitrags auf Ergebnisse einer Versuchsreihe zurückgegriffen, bei der ein leicht plastischer Ton mit unterschiedlichen Recyclingmaterialien (RC-Mix 0/32 mm, RC-Mix 0/4 mm, RC-Beton 0/4 mm, RC-Ziegel 0/4 mm) verbessert wurde (VR2). Anderer-

Tabelle 2. Kennwerte der Ausgangsböden
Table 2. Parameters of the base soils

	TL1	TL2	TM1	TM2	TM3	TM5	TM6	TA1
BG n. DIN 18196 [19]	TL	TL	TM	TM	TM	TM	TM	TA
w_L [%] ¹⁾	26,5	32,9	37,3	47,8	44,9	37,1	41,4	72,8
w_P [%] ¹⁾	15,3	20,4	16,5	18,9	18,7	21,3	21,3	26,8
I_P [%]	11,2	12,5	20,8	28,9	26,2	15,8	20,1	46,1
$\leq 2 \mu\text{m}$ [%]	14-18	27	24-27	39	30-31	10-15	20	61-65
$\leq 0,06 \text{ mm}$ [%]	81-90	88-93	87-88	90	92-97	83-87	83	79-85
$\leq 2 \text{ mm}$ [%]	100	100	100	100	100	98-99	99	100
ρ_s [g/cm ³]	2,75 ¹⁾	2,63 ¹⁾	2,69	2,63	2,70 ¹⁾	2,61	2,61	2,59 ¹⁾
$w_{\text{Boden(Pr)}}$ [%]	13,5	18,2	16,6	19,1	19,3	17,9	20,1	24,4
$\rho_{d,\text{Boden(Pr)}}$ [g/cm ³]	1,905	1,714	1,796	1,695	1,716	1,715	1,658	1,486

Anmerkung:

¹⁾ ...Mittelwert aus mehreren Versuchen

Versuche nach DIN 18122–1 [20], DIN 18123 [21], DIN 18124 [22] (Gaspyknometer), DIN 18127 [17]

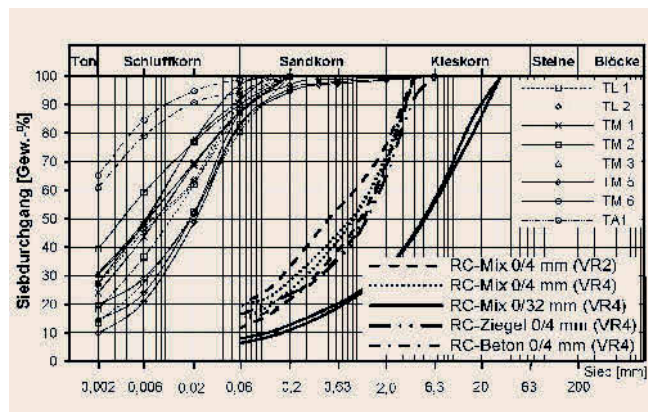


Bild 5. Sieblinien(bänder) der Böden und Recyclingmaterialien
Abb.: C. Henzinger

Fig. 5. Grading curves and envelopes of the base soils and recycled materials Source: C. Henzinger

seits wird das Modell mit Ergebnissen einer zweiten Versuchsreihe verglichen, bei der acht unterschiedliche feinkörnige Böden (leicht bis ausgeprägt plastisch) durch Zugabe eines Recyclingmaterials der Kategorie RC-Mix 0/4 mm verbessert wurden (VR4).

Die Mischungen aus nassen Bodenproben und trockenem Recyclingmaterial wurden bei allen Versuchen jeweils unmittelbar nach der maschinellen Mischung (Knetmischer im rotierenden Bewegungsmuster, mittlere Umdrehungsstufe, 120 Sekunden) in Anlehnung an DIN 18127 [17] mit Standard-Energie im Proctortopf mit 15 cm Durchmesser verdichtet.

4.2 Materialien

4.2.1 Feinkörnige Ausgangsböden

Die in den experimentellen Untersuchungen verwendeten, feinkörnigen Böden wurden bautechnisch klassifiziert und die jeweiligen Verdichtungseigenschaften bestimmt. Die Plastizität der Böden ist in **Bild 4** dargestellt (jeweils Mehrfachbestimmung), die Sieblinien und gegebenenfalls die obere und untere Grenze

des Kornverteilungsbandes ist in **Bild 5** eingetragen. Die tabellarische Zusammenfassung der bautechnischen Eigenschaften der Böden ist in **Tabelle 2** gegeben.

4.2.2 Recyclingmaterialien

Die zur Bodenverbesserung verwendeten Recyclingmaterialien stammen von Recyclingbetrieben im Münchner Raum. Die bautechnischen relevanten Kennwerte dieser Materialien sind in **Tabelle 3** zusammengefasst, die Sieblinien und gegebenenfalls die obere und untere Grenze des Kornverteilungsbandes dieser Materialien ist auch in **Bild 5** dargestellt.

4.3 Vergleich mit Versuchsergebnissen

4.3.1 Maximale Trockendichte

In einem ersten Schritt soll die Nutzbarkeit des Modells zur Prognose der Trockendichte nach Gleichung (6) anhand von Mischungen eines feinkörnigen Bodens (TL1) mit unterschiedlichen Recyclingmaterialien überprüft werden (VR2). Dazu können die notwendigen Modellparameter ($\rho_{d,ZM(B)}$ und δ) aus Versuchsergebnissen bei zwei Mischungsverhältnissen (hier: $MV1 = 0,2$ und $MV2 = 0,5$) anhand von Gleichung (4) und (5) rückgerechnet werden. Die Modellprognose nach Gleichung (6) erfolgt dann anhand dieser Modellparameter und unter Verwendung der Trockendichte des Ausgangsbodens im Verdichtungsoptimum ($\rho_{d,Boden(Pr)}$). Als Basis der Prognose wird dabei jeweils das Mischungsverhältnis $MV1 = 0,2$ mit einer Zugabemenge von 20 % Recyclingmaterial verwendet. Die Modellprognosen der unterschiedlichen Mischungen sind für Zugabemengen zwischen 0 % und 70 % ($MV = 0$ bis 0,7) in **Bild 6** als durchgezogene Linien dargestellt. Die experimentellen Ergebnisse sind zum Vergleich jeweils als Punkte eingetragen. Dabei sind die zur Ermittlung der Modellparameter verwendeten Daten jeweils mit roter Umrandung hervorgehoben.

Bild 6 zeigt, dass das Modell für sehr unterschiedliche Zugabematerialien die experimentell ermittelten Verdichtungsergebnisse gut abzubilden vermag.

Im Hauptfokus dieses Beitrags liegt die Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial der Klasse RC-Mix 0/4 mm. Hierzu liegen umfangreiche experimentelle Daten aus Verdichtungsversuchen vor [14]. Aus diesen Daten lassen sich für solche Mischungen typische Werte für die Modellparameter ableiten: $\delta = -0,29$ (Mittelwert aus 16 Messungen zwischen $MV = 0,3$ und 0,5) und $\rho_{d,ZM(B)} = 1,86 \text{ g/cm}^3$ (an der Basis $MV_B = 0$, ermittelt anhand von 16 Messungen und mit $\delta = -0,29$). Die mit diesen pauschalen Werten durch das Modell nach Gleichung (6) prognostizierten Verdichtungseigenschaften von Mischungen sehr unterschiedlicher Böden mit RC-Mix 0/4 mm (VR4) sind in **Bild 7** zusammengefasst. Lediglich für Boden TL2 liefert das Modell mit den pauschalen Modellparametern merkbar zu niedrige Werte. Alles in Allem verdeutlicht die Darstellung in **Bild 7** aber die Brauchbarkeit des Modellansatzes für die vorgesehene Verwendung.

Die insgesamt gute Übereinstimmung von Modell und Versuchsergebnissen in **Bild 7** kann außerdem als Hinweis dafür aufgefasst werden, dass die Trockendichte des Zugabematerials im verdichteten Gemisch hauptsächlich vom Mischungsverhältnis abhängig ist (Zusammensetzung des Porenraums im Anteil des Zugabematerials) und vom zu verbessernden Boden nicht maßgeblich beeinflusst wird. Andernfalls würde die Prognose mit den

Tabelle 3. Kennwerte der Recyclingmaterialien
Table 3. Parameters of the recycled materials

	VR 2	VR 4			
BG n. DIN 18196 [19]	SU/SU*	SU*	GU	SU*	SU*
Bezeichnung	RC-Mix	RC-Mix	RC-Mix	RC-Beton	RC-Ziegel
Nennkörnung [mm/mm]	0/4	0/4	0/32	0/4	0/4
$\leq 63 \mu\text{m}$ [%]	11,9-20,1	14,8-19,6	6,5-8	14,1	16,6
$\leq 2 \text{ mm}$ [%]	69,3-75,8	71,2-71,9	31,9-32,1	68,2	64,7
ρ_s [g/cm ³]	2,648	2,648	2,650	2,598	2,688
Eigenwassergehalt [%]	2,4-2,6	2,3-2,8	2,2-3,0	5,5	2,6

Anmerkung:
Versuche nach DIN 18123 [21], DIN 18124 [22] (Gaspyknometer, Luftpyknometer), DIN 18127 [17]

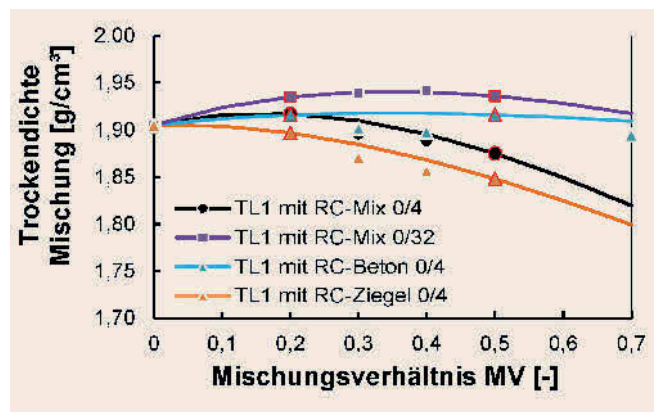


Bild 6. Maximale Trockendichte von Mischungen des Bodens TL1 mit unterschiedlichen Zugabematerialien Abb.: C. Henzinger
Fig. 6. Maximum dry density of TL1 soil mixtures with different addition materials Source: C. Henzinger

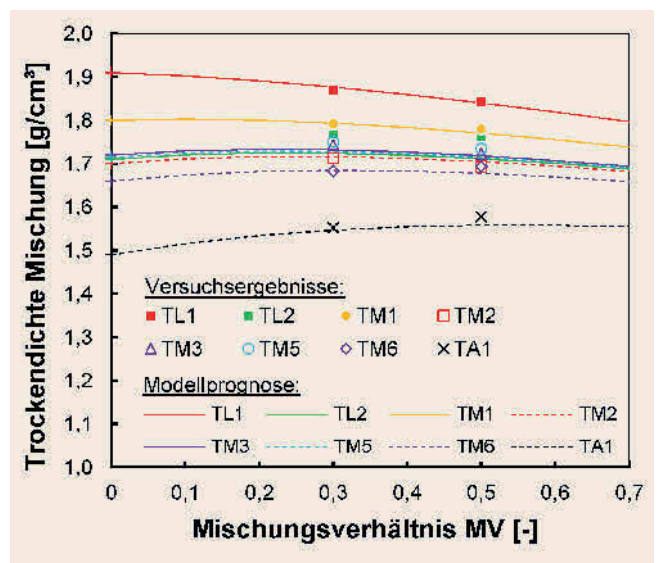


Bild 7. Maximale Trockendichte von Mischungen unterschiedlicher Böden mit RC-Mix 0/4 mm Abb.: C. Henzinger
Fig. 7. Maximum dry density of mixtures of different soils with RC-Mix 0/4 mm Source: C. Henzinger

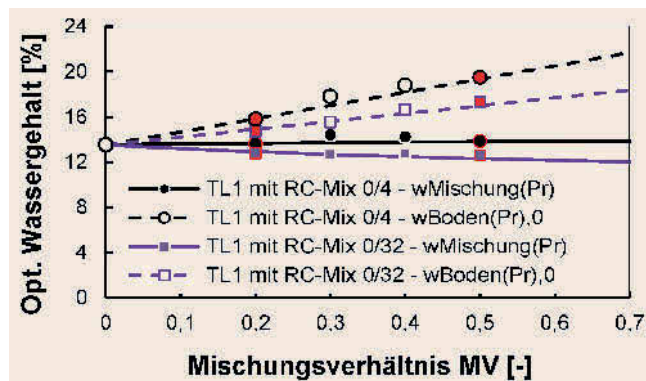


Bild 8. Optimale Wassergehalte von Mischungen des Bodens TL1 mit RC-Mix Abb.: C. Henzinger
Fig. 8. Optimum water content of TL1 soil mixtures with mixed recycled aggregates Source: C. Henzinger

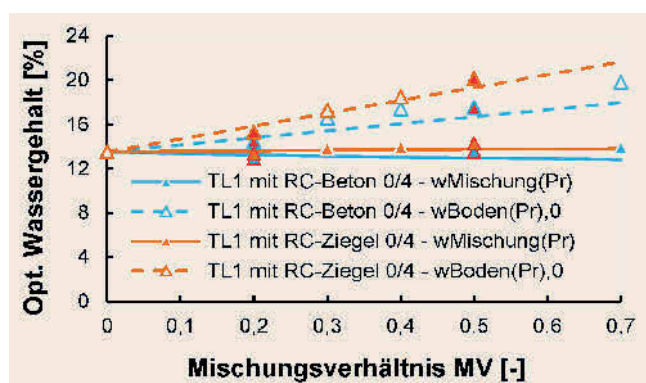


Bild 9. Optimale Wassergehalte von Mischungen des Bodens TL1 mit RC-Beton und RC-Ziegel Abb.: C. Henzinger
Fig. 9. Optimum water content of TL1 soil mixtures with recycled concrete aggregates and crushed brick aggregates Source: C. Henzinger

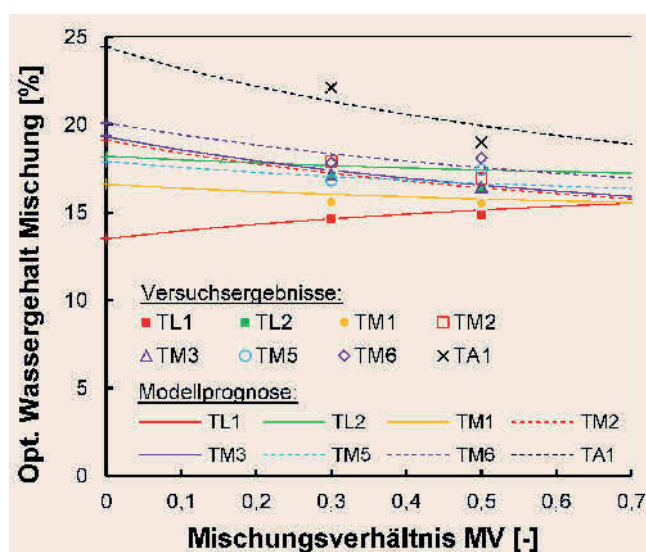


Bild 10. Optimale Wassergehalte von Mischungen unterschiedlicher Böden mit RC-Mix 0/4 mm Abb.: C. Henzinger
Fig. 10. Optimum water content of mixtures of different soils with RC-Mix 0/4 mm Source: C. Henzinger

pauschalen Werten keine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten liefern.

4.3.2 Optimaler Wassergehalt

Nicht nur die Trockendichte, sondern auch der optimale Wassergehalt kann durch das Modell prognostiziert werden. In **Bild 8** ist ein Vergleich von Modellprognosen mit Versuchsergebnissen aus Mischungen des Bodens TL1 mit RC-Mix 0/4 mm (Eigenwassergehalt $w_{ZM,0} \approx 2,3\%$ bis $2,8\%$) und RC-Mix 0/32 mm (Eigenwassergehalt $w_{ZM,0} \approx 2,2\%$ bis $3,0\%$) dargestellt. Es wird zwischen dem optimalen Wassergehalt der Mischung ($w_{Mischung(Pr)}^*$, durchgezogene Linien und volle Markierungen) und dem optimalen Wassergehalt des Ausgangsbodens ($w_{Boden(Pr),0}^*$, unterbrochene Linien und leere Markierungen) unterschieden. Analog zu Bild 6 werden jeweils zwei Mischungsverhältnisse ($MV1 = 0,2$ und $MV2 = 0,5$) zur Ermittlung des Modellparameters w_{ZM} herangezogen (mit roter Füllung oder Umrandung gekennzeichnet). Beim Vergleich der Prognosen mit den Versuchsergebnissen wird deutlich, dass sich die optimalen Wassergehalte unabhängig von der Korngrößenverteilung des Zugabematerials mit den Gleichungen (7) und (8) zuverlässig prognostizieren lassen.

In **Bild 9** ist außerdem der Vergleich für Mischungen des Bodens TL1 mit RC-Ziegel 0/4 mm (Eigenwassergehalt $w_{ZM,0} \approx 2,6\%$) und RC-Beton 0/4 mm (Eigenwassergehalt $w_{ZM,0} \approx 5,5\%$) dargestellt.

Bei der Prognose der Trockendichte wurde gezeigt, dass sich die Trockendichte des Zugabematerials im verdichteten Gemisch in Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis ändert (Bild 2), sie aber bei einem bestimmten Mischungsverhältnis für unterschiedliche zu verbessernde Böden wohl sehr ähnliche Werte annimmt. Beim Wassergehalt des Zugabematerials in der verdichteten Mischung verhalten sich die Abhängigkeiten genau umgekehrt. Wie erwähnt, kann der Wassergehalt des Zugabematerials im verdichteten Gemisch als nahezu unabhängig vom Mischungsverhältnis angesehen werden. Gleichzeitig muss davon ausgegangen werden, dass die Art des zu verbessernden Bodens eine nicht unwesentliche Rolle für den Wassergehalt des Zugabematerials im verdichteten Gemisch spielt. Hier ist bestimmend, wie leicht oder schwer der Ausgangsboden nach der Einmischung des trockenen Recyclingmaterials und bei der Verdichtung der Mischung Wasser in die Poren des Zugabematerials abzugeben vermag. Dies lässt sich anschaulich anhand der Saugspannungs-Wassergehaltsbeziehungen des Bodenanteils und des Zugabematerials zeigen [14]. Das Recyclingmaterial weist im verdichteten Gemisch mit Böden niedriger Plastizität demnach höhere Werte für w_{ZM} auf als in der Mischung mit Böden höherer Plastizität. Dies wurde in [14] anhand von Reihenversuchen (unterschiedliche Böden mit RC-Mix 0/4 mm, $w_{ZM,0} \approx 2,2\%$ bis $2,8\%$) gezeigt: a) In Mischungen mit Böden mit einer Fließgrenze von 25% bis etwa 45% nimmt dieser Wassergehalt von $w_{ZM} \approx 19\%$ auf etwa 11% ab (bei Annahme eines linearen Verlaufs: $w_{ZM} = 29 - 0,4 \cdot w_l$), und b) bei Böden mit einer Fließgrenze über 45% bleibt der Wert für w_{ZM} bei 11% etwa konstant. Mit diesem anhand der Fließgrenze der Böden ermittelten Wert für den Modellparameter w_{ZM} ergibt sich das **Bild 10** zum Vergleich der Modellprognose mit Versuchsparemetern. Auch hier lassen sich die in den Versuchen beobachteten Tendenzen zur Entwicklung des optimalen Wassergehaltes der Mischungen mit dem pauschalen Modellparameter insgesamt sehr gut abbilden.

5 Zusammenfassung

Die Bodenverbesserung mit Bauschutt ist ein innovatives und ressourceneffizientes Verfahren zur positiven Beeinflussung der Verdichtungseigenschaften zu nasser, feinkörniger Böden. In diesem Beitrag wurde ein Modell zur Prognose der Verdichtungseigenschaften (Optimaler Wassergehalt, Maximale Trockendichte) der entstehenden Mischungen vorgestellt. Dieses basiert auf der Beobachtung, dass der Boden und das Zugabematerial in der verdichteten Mischung getrennt voneinander vorliegen, also keine ideal homogene Mischung hergestellt werden kann. Durch eine getrennte Bilanzierung der Eigenschaften beider gemischten Materialien und der Einführung von Vereinfachungen lassen sich die Verdichtungseigenschaften von unterschiedlichen Mischungen mathematisch beschreiben. Es wurde gezeigt, wie das Modell ausgehend von den optimalen Verdichtungseigenschaften des zu verbessernden Ausgangsbodens und anhand von zwei experimentell zu erstellenden Mischungen kalibriert werden kann. Anschließend wurde das Prognosemodell im Vergleich mit Versuchsergebnissen für unterschiedliche Recyclingmaterialien und feinkörnige Böden (bei Zugabemengen zwischen 0 % und 70 %) validiert. Für die Bodenverbesserung feinkörniger Böden mit RC-Mix 0/4 mm wurden abschließend Modellparameter zur Prognose der Verdichtungseigenschaften der entstehenden Mischungen vorgeschlagen.

DANKSAGUNG

Der Beitrag ist ein Auszug aus einer im Jahr 2017 an der Ingenieurakultät Bau Geo Umwelt der TU München abgeschlossenen Dissertation [14]. Der Autor bedankt sich in diesem Zusammenhang ausdrücklich noch einmal bei Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt (Betreuer und Erstgutachter), Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dietmar Adam (Zweitgutachter) und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt (Drittgutachter).

Literatur

- [1] ZTV E-StB 17, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Ausgabe September 2007.
- [2] Müller, A.; Weiß, A.; Schnell, A.: Up-cycling von Mauerwerkbruch. In: Recycling Magazin (2011), Heft 04, S. 30-33.
- [3] Hansen, T. C.; Angelo, J. W.: Crushed Concrete Fines Recycled for Soil Modification Purposes. In: ACI Journal, Vol. 83 (1986), Iss. 6, pp. 983-987.
- [4] Abhijith, B. S.; Vivek, S. M.; Kavya, S. P.: Study of the Effectiveness in Improving Montmorillonite Clay Soil by Construction and Demolition Waste. In: Journal of Civil Engineering and Environmental Technology, Vol. 1 (2014), Iss. 5, pp. 1-4.
- [5] Kerni, V.; Sonthwas, V. K.; Jan, U.: Review of Stabilization of Clayey Soil Using Fines Obtained From Demolished Concrete Structures. In: International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, Vol. 4 (2015), Iss. 5, pp. 3204-3209.
- [6] Bandara, N. et al.: Pavement Subgrade Stabilization Using Recycled Materials. In: Harvey, J.; Chou, K.F. (eds.): Proceedings of the International Airfield and Highway Pavements Conference 2015 (June 7-10, 2015, Miami). American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, USA, pp. 605-616.
- [7] Paul, H.; Cyrus, S.: Stabilization of weak subgrade soil using demolished concrete aggregate. In: Proceedings of the Indian Geotechnical Conference IGC 2016, December 15-17 2016, Chennai, India.
- [8] Sharma, R. K.; Hymavathi, J.: Effect of fly ash, construction demolition waste and lime on geotechnical characteristics of a clayey soil: a comparative study. In: Environmental Earth Sciences, 75:377 (2016), Iss. 5.
- [9] Cabalar, A. F.; Abdulnaffa, M. D.; Karabash, Z.: Influences of various construction and demolition materials on the behavior of a clay. In: Environmental Earth Sciences 75:841 (2016), Iss. 9.
- [10] Suluguru, A. K.; Jayatheja, M.; Kar, A. et al.: Experimental studies on the microstructural, physical and chemical characteristics of building derived materials to assess their suitability in ground improvement. In: Construction and Building Materials, Vol. 156 (2017), pp. 921-932.
- [11] Mifka, K.; Thelen, D.: Verbesserung bindiger Böden mit Betonrecycling – Fallbeispiel einer Großbaumaßnahme bei Koblenz. In: Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Bd. 10. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (FGSV), Köln, Deutschland, S. 1-9.
- [12] Baumgärtel, T.; Heyer, D.; Vogt, N.: Erdbautechnische Eignung und Klassifikation von Böden mit Fremdbestandteilen und von Bauschutt. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Fb 1020. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, 2009.
- [13] Henzinger, C.; Heyer, D.: Use of demolition waste in soil improvement. In: Winter M. G.; Smith D. M.; Eldred P. J. L. et al. (eds.): Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development: Conference Proceedings of the XVI ECSMGE, Edinburgh, UK. Thomas Telford, London, UK, 2015, pp. 2547-2552.
- [14] Henzinger, C.: Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt. Dissertation, TU München. Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München, Heft 63, München, 2017 (online abrufbar unter <http://mediatum.ub.tum.de?id=1325464>).
- [15] Henzinger, C.; Heyer, D.: Soil improvement using recycled aggregates from demolition waste. ICE Ground Improvement (2017).
- [16] Floss, R.; Siedek, P.; Voß, R.: Verdichtungs- und Verformungseigenschaften grobkörniger, bindiger Mischböden. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, 1968.
- [17] DIN 18127: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch. Ausgabe 2012.
- [18] ASTM D4718–87, Standard Practice for Correction of Unit Weight and Water Content for Soils Containing Oversize Particles. Fassung in englischer Sprache, Ausgabe 2007.
- [19] DIN 18196: Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Ausgabe 2011.
- [20] DIN 18122-1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) – Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze. Ausgabe 1997.
- [21] DIN 18123: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung. Ausgabe 2011.
- [22] DIN 18124: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte – Kapillarpiknometer, Weithalspiknometer, Gas-piknometer. Ausgabe 2011.



Dr. - Ing. Christoph Henzinger

c.henzinger@tum.de
Tel. 089 289 27157, Fax 089 289 27189
TU München, Zentrum Geotechnik
Baumbachstraße 7, 81245 München

Abb.: Christoph Henzinger

Ausgleich von Diskontinuitäten im Untergrund durch geotextilbewehrte Polsterschichten

F. Christ, D. König, O. Detert, T. Schanz

ZUSAMMENFASSUNG Stetige Bodenbewegungen durch Bergbau sind ein schon lange bekanntes und in einem gewissen Rahmen prognostizierbares Problem. Es kann in bestimmten Gebieten jedoch auch zu unstetigen Bodenbewegungen, wie zum Beispiel Erdstufen, kommen. Für deren Auftreten und Auswirkungen gibt es keine allgemeinen Prognoseverfahren. Der Umgang mit den dadurch entstehenden Schäden an Bauwerken ist aufwendig und kostspielig. An der BAB 57 wurde 2008 eine geotextilbewehrte Polsterschicht eingesetzt, um durch unstetige Bodenbewegungen entstandene Vertikalversätze zu vergleichmäßigen und die Einwirkungen auf das Bauwerk so gering wie möglich zu halten. Für eine sichere und wirtschaftliche Dimensionierung bei solchen Ausführungen ist ein analytischer Berechnungsansatz erstrebenswert. Bisher existiert ein solcher jedoch nicht. Großmaßstäbliche Versuche aus der Literatur zeigen, dass Geogitter die Entwicklung von Scherfugen einschränken, lokale Dehnungen verteilen und so zu einer kontinuierlichen, für das Bauwerk zumindest temporär verträglichen, Verformung beitragen. Unter Berücksichtigung der getätigten Beobachtungen wurde ein analytischer Berechnungsansatz aufgestellt. Der Vergleich der Ergebnisse mit in der Literatur dokumentierten Zentrifugen-Modellversuchen zeigt dabei eine gute Übereinstimmung.

Compensation of subsurface discontinuities by geosynthetic reinforced layers

ABSTRACT Continuous deformations in the subsurface have been a known problem for a long time. To a certain degree, their development is predictable and manageable. However, there is no general prognosis method for discontinuous deformations induced for example by mining or stiffness differences in the subsurface. Resulting damages are subjected to cost- and time-intensive repair measures. In 2008, geosynthetic reinforced layers were installed beneath a highway in Germany (BAB 57) to equalise a vertical offset and minimise the mechanical stress to the structure. So far, there is no analytical approach for an efficient design of such constructions. Large-scale tests in literature prove that geogrids limit the development of shear bands and distribute local strains. Therefore, they can contribute to obtain temporary acceptable deformations for the affected structure. Considering previous observations, an analytical design approach was derived. Comparison with centrifuge model tests show a good accordance.

STICHWÖRTER

Berechnung, Geotechnik, Grundbau, Geotextilien

1 Einleitung

In der Geotechnik gibt es diverse Problemstellungen bei denen Differenzsetzungen durch Steifigkeitsunterschiede im Baugrund, Bergbau oder in Karstgebieten auftreten. Diese sind vor allem für ausgedehnte flächige Bauwerke und Linienbauwerke problematisch. Eine Möglichkeit solche diskontinuierlichen Verformungen in kontinuierliche zu überführen bietet der Einsatz von geogitterbewehrten Polsterschichten. So können für die jeweilige Konstruktion verträgliche Verformungen erhalten werden, um temporär den weiteren Betrieb zu gewährleisten und Instandsetzungsintervalle zu verlängern. Dies wird bereits so praktiziert, jedoch sind analytische Bemessungs- und Dimensionierungsansätze bisher nicht vorhanden. Im Rahmen dieses Aufsatzes wird ein vereinfachter analytischer Ansatz vorgestellt, welcher es erlaubt, die erforderliche Zugfestigkeit, Zugbeanspruchung, Verankerungslänge sowie Krümmungsradien und Verformungen auf Höhe der Geogitterlage abzuschätzen. Der Ansatz beruht auf Erkenntnissen aus experimentellen Untersuchungen und wird mit diesen verglichen.

2 Aktueller Lösungsansatz am Beispiel der BAB 57

Für die AS Asdonkshof der BAB 57 werden in [1] zunächst die konventionellen und anschließend die neuen mit Geogittern ausgeführten Sanierungsmaßnahmen dargestellt. Sie werden folgend zusammengefasst. Seit Inbetriebnahme der Autobahn in den Siebzigern litt diese durch Bergbauaktivitäten unter Vertikalversätzen in Querrichtung zur Fahrbahn. Der Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen (Straßen.NRW, vor 2001 Autobahnamt) regulierte dies stets durch Abfräsen der Bruchkanten und Ausgleichen der Versätze durch Rampen. Dies führte häufiger zu notwendigen verkehrslenkenden und -sichernden Maßnahmen, wodurch der Verkehr behindert wurde. Die Wiederherstellung der erforderlichen Gradienten und der Ausgleich der entstandenen Mulde wurden hierbei nicht direkt getätigt, sondern in die Zukunft verschoben. 2007 wurden durch den Abbau eines weiteren Flözes wieder neue Bodenbewegungen ausgelöst, sodass Straßen.NRW und RAG Deutsche Steinkohle beschlossen, vom Erdbaulaboratorium Essen ein langlebigeres Sanierungskonzept

unter Berücksichtigung zukünftiger Einwirkungen entwickeln zu lassen. Die neuen Sanierungsmaßnahmen sahen nun den Einsatz von Geogittern vor. Diese sollten vor allem in den Verformungsunstetigkeiten die Spannungsspitzen und Zerrungen überbrücken und in Verbindung mit der stabilisierten Tragschicht Setzungsunterschiede vergleichmäßigen. Bereits im März 2008 wurde mit der Umsetzung begonnen. Auf den als gefährdet eingeschätzten 450 m wurden der Straßenauf- und Unterbau sowie die darunter anstehenden Böden bis 1,1 m unter Oberkante der neuen Fahrbahn abgetragen. Falls der Boden darunter nicht den Anforderungen der EBGE0 [2] für die Verlegung von Geogittern genügte, wurde er noch einmal vertieft und mit einer Kiesschicht entsprechend ausgeglichen. Das so entstandene Planum wurde anschließend ausgiebig verdichtet und begradigt. Darauf wurden zwei Lagen Geogitter verlegt und jeweils mit 20 cm Kies überdeckt und verdichtet. Der restliche Straßenaufbau erfolgte regulär.

3 Experimentelle Untersuchungen zur Vergleichmäßigung der Setzungen durch Geogitter

Die Frage der Vergleichmäßigung von Diskontinuitäten zum Schutz von darüberliegenden Strukturen durch Geogitter wurde schon mehrfach diskutiert [3], [4], [5]. Bei den beiden folgenden Baumaßnahmen wurden dazu experimentelle Untersuchungen durchgeführt.

- a. Im westlichen rheinischen Braunkohlerevier musste der Flusslauf der Inde 2005 zwischen Lamersdorf und Kirchberg aufgrund von Beanspruchungen aus dem Tagebau umgelegt werden. Die rund 12 km lange Verlegestrecke wurde abgedichtet und es wurden Vorkehrungen getroffen, um die Dichtungen in Störzonenbereichen gegen Beschädigungen zu schützen. Im Rahmen der Voruntersuchungen wurden Versuche mit Geogittern im Maßstab 1 : 1 durchgeführt und in [3] beschrieben. Dabei wurden zwei Container mit den Öffnungen zusammengeschoben und eine Hälfte nach Einbringen der Dichtung langsam hydraulisch abgesenkt, 30 cm in vertikaler und 10 cm in horizontaler Richtung, um eine Erdstufe nachzustellen. Verschiedene Systemkonfigurationen wurden so untersucht. Versuch 1 ist aufgebaut aus 30 cm Kies, Vliesstoff und abschließend 80 cm Ton. Versuch 3 besteht aus 30 cm Sand, zwei Vliesstoffen, einem Geogitter und abschließend erneut 80 cm Ton. Obwohl selbst bei Versuch 1 der Vliesstoff unbeschädigt blieb, ist dort der größte Riss aller Versuchsergebnisse zu sehen. Ebenso entsteht eine erkennbare Stufe. Bei Versuch 3 hingegen war eine deutlich gleichmäßigere Verformung zu beobachten. Statt eines großen Risses, welcher sich in Versuch 1 ausgebildet hat, entstehen mehrere kleine. Die Entwicklung von Scherfugen wurde durch das Geogitter eingeschränkt und lokale Dehnungen über die überspannte Strecke verteilt. Das Geogitter überspannt den Versatz und das Material wird unterhalb des Geogitters aufgelockert.
- b. An der Ruhr-Universität Bochum wurden 1999 [4] Zentrifugen-Modellversuche durchgeführt, um das Verhalten von Deponieabdichtungen unter Einwirkung einer Diskontinuität im Baugrund zu untersuchen. Auch dort lassen sich ähnliche Beobachtungen wie in den zuvor beschriebenen Großversuchen machen. Der Einsatz von Geogittern trägt erneut dazu bei, kontinuierliche Verformungen zu erhalten. Diskontinuierliche Verformungen breiten sich nur minimal über dem vorgegebe-

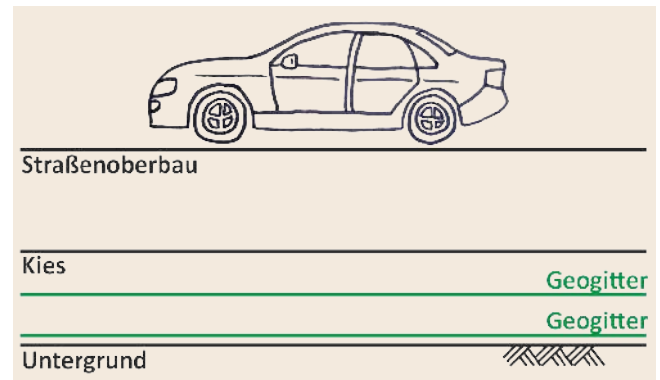


Bild 1. Ausgangssystem für den analytischen Ansatz Abb.: F. Christ
Fig. 1. Initial system for the analytical approach Source: F. Christ

nen Versatz aus. In [5] wurden erste numerische Untersuchungen zur vorgestellten Problematik angestellt

4 Analytischer Bemessungsansatz

4.1 Vorüberlegungen und Ausgangslage

Die Versuchsergebnisse in Abschnitt 3 zeigen, dass ein Ausgleich diskontinuierlicher Verformungen durch den Einsatz von Polstern mit Geogitterbewehrung möglich ist. Das Beispiel in Abschnitt 2 macht deutlich, dass dies auch in der Praxis angewendet wird. Ein Ansatz zur Bemessung der Vergleichmäßigungswirkung derartiger Systeme liegt bislang nicht vor. Grundsätzlich entsteht bei der Verformung von mit Geogittern bewehrten Polsterschichten eine Interaktion zwischen Geogitter und Boden, was gerade bei mehreren Geogittern nach [6] zu einem Verbundsystem führt, dessen Tragverhalten nach der Balkentheorie beschrieben werden kann. Bei bis zu zwei Geogittern kann nach [6] diese Interaktion vernachlässigt werden. Die Lastabtragung erfolgt dann über die Umlenkkräfte, ausgelöst durch das gekrümmt verformte und gedehnte Geogitter, entsprechend der Seilstatik. Räumlich betrachtet bildet sich eine Membrantragwirkung aus. Zweilagige Systeme werden dafür rechnerisch durch ein einlagiges Ersatzsystem mit aufsummierter Dehnsteifigkeit abgebildet.

In Anlehnung an das Beispiel aus Abschnitt 2 wird nachfolgend das in **Bild 1** dargestellte System betrachtet. Dabei wird unmittelbar auf dem Baugrund, in dessen Bereich die Ausbildung der Diskontinuität erwartet wird, eine mit zwei Geogitterlagen bewehrte Polsterschicht ausgelegt. Darüber befindet sich eine Kiesschicht auf die der Straßenoberbau folgt. Für das verformte System ergibt sich das in **Bild 2** dargestellte Modell. Die beiden Geogitter werden hier, wie bereits angemerkt, vereinfacht als ein Geogitter mit aufsummierter Dehnsteifigkeit betrachtet. Dies bedeutet, dass Interaktionen der Polsterschicht zwischen den beiden Geogittern und dem eingespannten Kies vernachlässigt werden. Es wird davon ausgegangen, dass sich unter dem Geogitter auf der Strecke x des überspannten Bodens ein Hohlraum ausbildet. Dabei trägt das Geogitter die Lasten auf der einen Seite auf die Kante des ausgebildeten Versatzes ab. Eine Gewölbewirkung in den Schichten oberhalb der Geogitter wird vernachlässigt, auch wenn sie bei der Ausbildung der Stufe, abhängig von der Mächtigkeit der Polsterschicht beziehungsweise der Geometrie des Systems, erwartet werden kann. Das Gewölbe hat einen signifi-

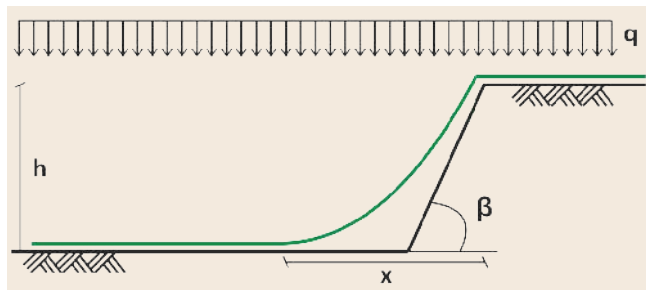


Bild 2. Vereinfachtes Ersatzsystem für den analytischen Ansatz Abb.: F. Christ

Fig. 2. Simplified system for the analytical approach Source: F. Christ

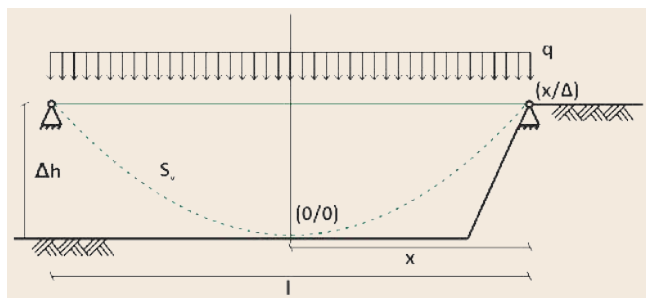


Bild 3. System der Seilstatik Abb.: F. Christ

Fig. 3. Static system Source: F. Christ

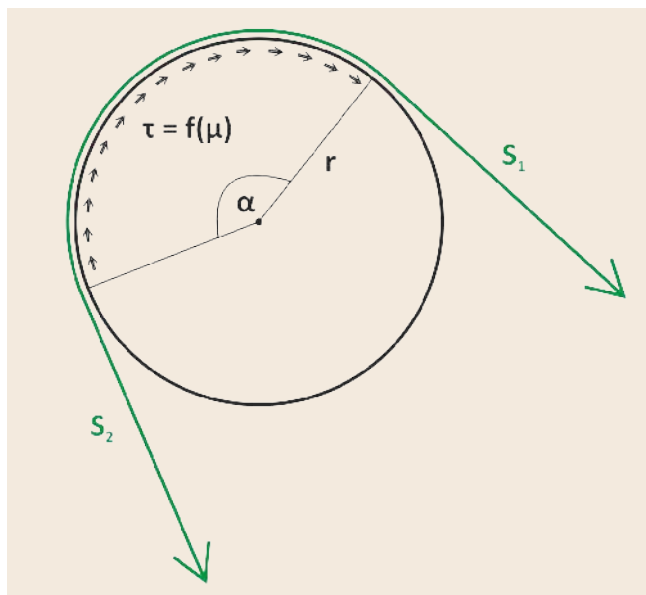


Bild 4. Euler-Eytelwein-Problem Abb.: F. Christ

Fig. 4. Euler-Eytelwein-problem Source: F. Christ

kanten Einfluss auf das Tragverhalten des Systems und wirkt positiv entlastend über dem Versatz. Inwiefern dies aber bei zum Beispiel dynamischer Belastung aus dem Verkehr dauerhaft angesetzt werden kann, bleibt zu diskutieren.

Die Streckenlast q resultiert in dem Beispiel aus dem Eigengewicht des Straßenoberbaus. Sie wird als schlaife Auflast angesetzt und kann gegebenenfalls durch Verkehrslasten erweitert werden. Die Dehnsteifigkeit des Geogitters wird zu Anfang der Berech-

nung geschätzt. Im Laufe der Berechnung wird diese Schätzung überprüft. Böschungswinkel und Höhe der Erdstufe können aus Erfahrungswerten für die zu betrachtende Region oder durch bisherige Beobachtungen der relevanten Erdstufen angenommen werden.

Die Vorgehensweise gliedert sich in drei Schritte:

- Zuerst wird aus der Belastung, der Dehnsteifigkeit des Geogitters und der Höhe des Versatzes die Verformung der Geogitterlage ermittelt. So erhält man die überspannte Strecke x , die maximale Steigung und die Dehnung des Geogitters.
- Aus der Dehnung wird die Zugkraft des Geogitters ermittelt. Im zweiten Schritt wird aus dieser die Belastung auf den Versatz bestimmt.
- Im letzten Schritt wird die Standsicherheit des Versatzes analog einer Böschungstabilität überprüft.

Die Schritte b. und c. werden aufgrund veränderter Geometrie durch Abbrechen eines Gleitkeils wiederholt, bis der Versatz entweder standsicher ist oder aber das aufsummierte Volumen der abgebrochenen Gleitkeile aus den vorherigen Durchgängen größer oder gleich dem „freien“ Volumen unter dem Geogitter ist. Die relevanten Informationen über die Verformung des Systems, in Form der überspannten Strecke x und Steigung, ändern sich nach einmaliger Berechnung des ersten Schrittes nicht mehr. Die Überprüfung der geschätzten Dehnsteifigkeit des Geogitters kann bereits an dieser Stelle erfolgen. Die Iteration über die Schritte b. und c. dient schließlich der Feststellung, ob das System dauerhaft stabil ist.

4.2 Herleitung eines analytischen Bemessungsansatzes

In einem ersten Schritt wird die Verformung und Zugkraft des Geogitters ermittelt. Die Zugkraft ergibt sich aus der Dehnung des Geogitters im verformten System im Vergleich zum Ausgangszustand. Bekannt beziehungsweise geschätzt sind die Auflast q , die Höhe des Versatzes Δh sowie die Dehnsteifigkeit des Geogitters EA . Ein dehnsteifes, biegeschlaffes, gerade gespanntes Seil unter Gleichlast verformt sich parabelförmig und lässt sich wie in **Bild 3** in das gegebene System legen. Dabei wird das einseitige System mit einem Auflager auf der Erdstufe zu einem symmetrischen System mit zwei Auflagern ergänzt. S_v ist die Länge des gedehnten Seils in Folge der Absenkung und des Durchhanges. Es wird die Annahme getroffen, dass es sich um ein vergleichsweise flach gespanntes Seil mit einem kleinen Durchhang handelt und daher die Horizontalkraftkomponente H gleich der Seilkraft S gesetzt werden kann. Über Formeln der Seilstatik lassen sich die gesuchten Parameter S sowie x ermitteln:

$$S^3 = \frac{EA \cdot q^2 \cdot (2x)^2}{24} \quad (1)$$

$$\Delta h = \frac{q \cdot (2x)^2}{8 \cdot S} \quad (2)$$

Da unter Voraussetzung einer Gleichlast sich eine parabelförmige Verformung des Geogitters einstellt, kann mithilfe der nun bekannten Geometrie – explizit x und Δh – eine Parabelgleichung für das Geogitter bestimmt werden. Durch Ableiten erhält man die maximale Steigung des Geogitters im verformten Zustand.

Im zweiten Schritt wird die Einwirkung der Zugkraft aus dem Geogitter auf den Böschungskopf ermittelt. Dafür wird die Böschungskante als feststehende Rolle betrachtet, über die ein Seil

beziehungsweise hier das Geogitter, geführt wird. Nach der Umlenkung ist die Zugkraft im Geogitter durch Schub- und Reibungskräfte, welche auf die Böschung übertragen werden, kleiner als zuvor. Mit der Euler-Eytelwein-Formel wird diese reduzierte Zugkraft bestimmt. Die Differenz aus der Zugkraft vor und nach der Umlenkung wird über ein Gleichgewicht ermittelt und deren Horizontal- und Vertikalkomponente als Belastung auf die Böschung angesetzt.

Das Euler-Eytelwein-Problem ist in **Bild 4** dargestellt. S_2 entspricht der Kraft S im Geogitter und ist aus der vorangegangenen Berechnung bekannt. S_1 ist die gesuchte Größe. Der Radius r der Rolle für die Umlenkung muss angenommen werden. Eine exakte Ermittlung oder Festlegung von r ist nicht möglich. Hier wird vorgeschlagen, den Radius gleich der Höhe des Versatzes zu wählen. Weiterführende Parameterstudien zeigten, dass die Standsicherheit des Systems mit größerem gewähltem Radius geringer wird. Daher ist die vorherige Annahme auf der sicheren Seite. Eine Wahl des Radius größer als die Versatzhöhe ist nicht sinnvoll. Der Umschlingungswinkel α ergibt sich aus der Geometrie des Versatzes und der Wahl des Radius r . Der Reibungskoeffizient μ_0 für die Interaktion des Geogitters mit dem Boden kann aus den Datenblättern der verwendeten Geogitter entnommen werden.

Bild 5 zeigt die Lage und die Beziehungen von Winkel α . Der Winkel ist ursprünglich der Umschlingungswinkel, in dem das Seil auf der Rolle aufliegt. Entsprechend **Bild 5** ist Punkt B die intakte Böschungskante. Durch Plastifizieren der Ecke wird diese ausgerundet. Angenähert ist die Böschung nun eine Rolle mit dem Radius r (gleich der Versatzhöhe h) und dem Öffnungswinkel α . Der Winkel α ist die Hälfte des Winkels der zwei Schenkel vom Mittelpunkt der Rolle aus, welche senkrecht auf der schrägen Böschung und der Oberkante der Erdstufe stehen. Aus dieser Beziehung ergibt sich Gleichung (3), mit der α in Abhängigkeit von β ermittelt werden kann.

$$\alpha [^\circ] = 90 - \frac{180 - \beta [^\circ]}{2} \quad (3)$$

Mit α , umgerechnet in rad, und μ kann nun die Seilkraft S_1 nach Gleichung (4) ermittelt werden.

$$S_1 = S_2 \cdot e^{-\mu \alpha} \quad (4)$$

Aus dem Gleichgewicht der Seilkraft S_2 (= S) vor der Kante, bzw. deren Horizontal- und Vertikalkomponente, und in Form von S_1 nach der Kante (**Bild 6**) lassen sich H_{GG} und V_{GG} mithilfe der Gleichungen (5) und (6) bestimmen. Dabei sind H_{GG} und V_{GG} die Kräfte, welche aus der Umlenkung des Seils an der Böschungskante beziehungsweise der feststehenden Rolle und infolge der zwischen Seil und Rolle auftretenden Reibung resultieren. θ ist der Steigungswinkel des gekrümmten Geogitters an der Böschungskante. Mithilfe der beiden Punkte (0/0) und (x/h) lässt sich die Konstante a für die Parabelgleichung (Gleichung 7) bestimmen. Durch Einsetzen von x in die erste Ableitung erhält man nach Gleichung (8) die Steigung des verformten Geogitters an der Böschungskante.

$$H_{GG} = S_{2,H} - S_1 = S_2 \cdot \cos\theta - S_1 \quad (5)$$

$$V_{GG} = S_{2,V} = S_2 \cdot \sin\theta \quad (6)$$

$$f(x) = a \cdot x^2 \quad (7)$$

$$f'(x) = \tan\theta \quad (8)$$

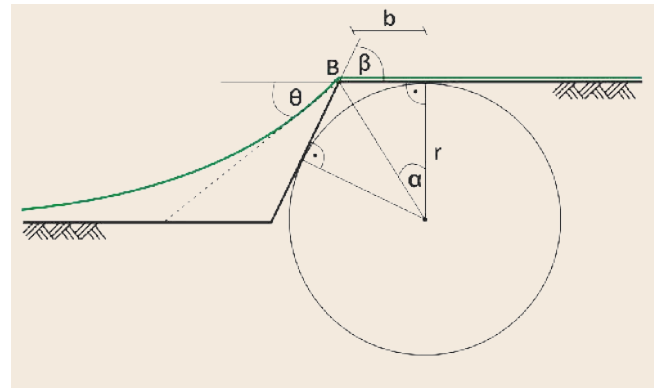


Bild 5. Eulery-Eytelwein Problem auf die Böschungskante projiziert
Abb.: F. Christ
Fig. 5. Euler-Eytelwein-problem transferred to the considered slope
Source: F. Christ

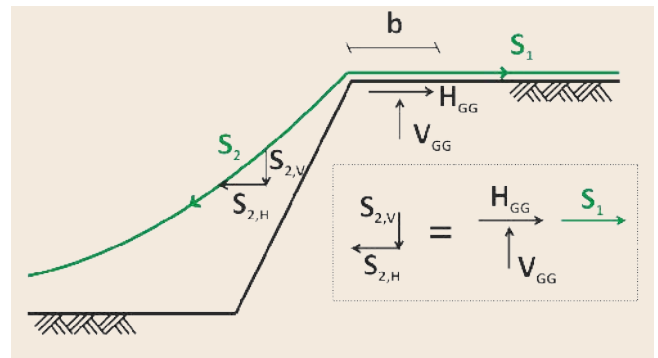


Bild 6. Kräfteaufteilung am Böschungskopf Abb.: F. Christ
Fig. 6. Distribution of affecting forces at the edge of the slope
Source: F. Christ

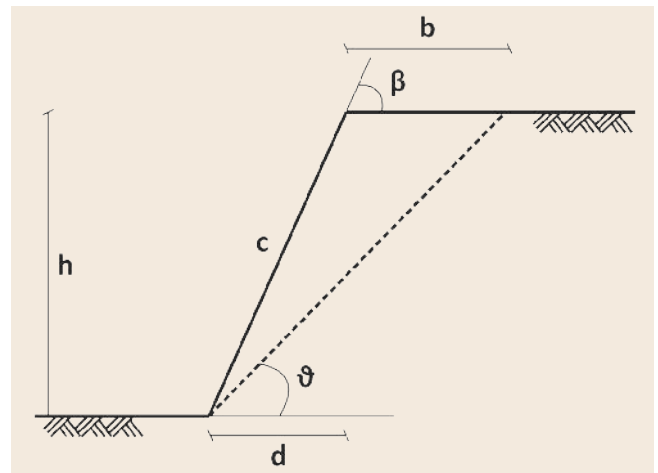


Bild 7. Keilgeometrie Abb.: F. Christ
Fig. 7. Geometry of the wedge Source: F. Christ

Für den nächsten Schritt muss der Gleitflächenwinkel ϑ aus der Geometrie, dargestellt in **Bild 7**, bestimmt werden. Dies geschieht mit Gleichung (9).

$$\cot \vartheta = \frac{d+b}{h} \quad (9)$$

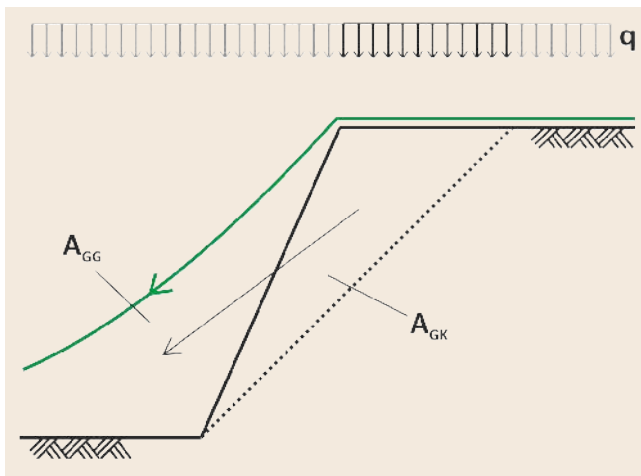


Bild 8. Die auf Standsicherheit zu überprüfende Böschung Abb.: F. Christ
Fig. 8. Considered slope for the proof of stability Source: F. Christ

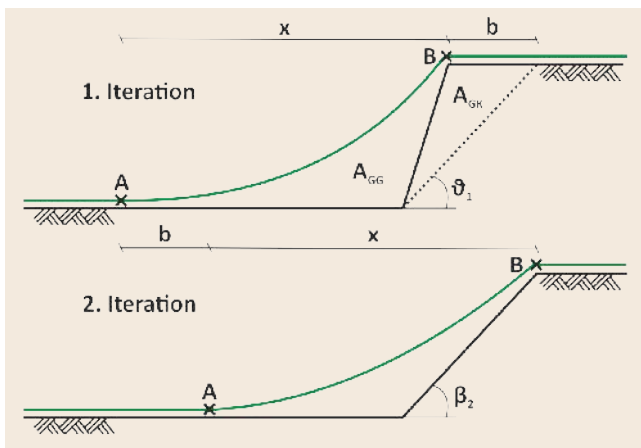


Bild 9. Erste und zweite Iteration des analytischen Ansatzes Abb.: F. Christ
Fig. 9. First and second iteration of the analytical approach Source: F. Christ

Die Breite b des Gleitkeils oben am Versatz wird durch den Gebrauch der Euler-Eytelwein-Formel vorgegeben, da über diese Länge die Umlenkkräfte in den Boden gelangen. Die maßgebende Gleitfuge geht immer durch den Fußpunkt der Böschung, da das Eigengewicht im Vergleich zu den Auflasten nur äußerst gering ist. Die Länge d ergibt sich aus der auf die Horizontale projizierte Länge c der Böschung. Damit ist die Geometrie des Gleitkeils bekannt.

Im letzten Schritt wird die Stabilität der in **Bild 8** dargestellten Böschung überprüft. Solange der charakteristische Widerstand in der Gleitfuge R_k größer oder gleich dem charakteristischen Wert der Beanspruchung E_k ist, bleibt die Böschung stehen, anderenfalls versagt sie rechnerisch. Wenn die Stabilität der Böschung nicht gegeben ist, wird geprüft, inwieweit das Verbruchmaterial des abrutschenden Gleitkeils das freie Volumen unter dem Geogitter ausfüllt. Dazu werden die Querschnittsfläche zwischen dem Geogitter und überspanntem Boden (A_{GG}) sowie die Querschnittsfläche des abgebrochenen Gleitkeils (A_{GK}) berechnet. Es handelt sich eigentlich um Volumen, welche hier betrachtet werden, aber da das Problem in einem 2D-System bearbeitet wird, sind es formell Querschnittsflächen. Bei der Fläche des Gleitkeils ist noch ein Auflockerungsfaktor zu berücksichtigen, da sich beim Abrutschen und Verformen des Keils die Dichte des

vorher ungestörten Bodens reduziert. Dieser Faktor wird für den anstehenden Boden aus der Literatur, zum Beispiel [7], gewählt. Während die Fläche A_{GG} bei jedem Iterationsschritt komplett neu berechnet wird, da sich durch den Böschungsbruch die Geometrie verändert, wird jede Fläche eines abgebrochenen Gleitkeils A_{GK} zu einer Gesamtsumme A_{GKges} aufsummiert.

Nachdem nun die Grundgleichungen des Systems zur Verfügung stehen, wird nachfolgend diskutiert, wann ein stabiler Zustand erreicht ist und die Iteration beendet werden kann.

4.3 Der Iterationsgedanke und die Ergebnisinterpretation

Die Formeln der Seilstatik werden nach einmaligem Gebrauch die endgültigen Verformungen liefern, da diese hier nur von der Dehnsteifigkeit des Geogitters, der Höhe des Versatzes und der Verkehrslast abhängen. Diese drei Parameter ändern sich jedoch nicht mit einem möglichen Abbrechen eines Gleitkeils. Lediglich die Kante des Versatzes, Punkt B in **Bild 9**, verschiebt sich um die Strecke b nach rechts. Da das System die gleiche Auflast, Dehnsteifigkeit und Versatzhöhe wie zuvor aufweist, bleibt auch die überspannte Strecke x gleich. Der Punkt A verschiebt sich also ebenfalls um die Strecke b nach rechts. Mit dem Abbrechen eines Gleitkeils ändert sich aber mit dem Böschungswinkel β ein Eingangsparameter für die Umlenkung der Seilkraft, von der alle weiteren Berechnungen abhängen. Der neue β -Wert ist nun ϑ aus dem vorherigen Durchgang.

Die letzten beiden Schritte werden wiederholt bis entweder der Versatz standsicher ist oder aber die aufsummierte Querschnittsfläche A_{GKges} der abgebrochenen Gleitkeile aus allen bisherigen Iterationsschritten größer ist, als die im Modell freie Querschnittsfläche A_{GG} zwischen Geogitter und überspanntem Boden. Dies ergibt die beiden folgenden Restriktionen:

$$E_k \leq R_k \vee A_{GG} \leq A_{GKges} \quad (10)$$

Wobei E_k sich aus den normal auf die Gleitfläche wirkenden Anteilen aus dem Eigengewicht des Gleitkeils G_k , den veränderlichen Lasten Q_k – aus der Streckenlast q sowie dem Vertikalanteil der Zugkraft im Geogitter V_{GG} – und dem Horizontalanteil der Zugkraft im Geogitter H_{GG} zusammensetzt. R_k hingegen berücksichtigt deren orthogonale Anteile sowie die Kohäsion des anstehenden Bodens. In **Bild 10** sind die auf den Gleitkeil wirkenden Kräfte dargestellt. Die zu bestimmenden Kräfte ergeben sich aus den nachfolgenden Gleichungen.

$$E_k = (G_k + Q_k) \cdot \sin \vartheta + H_{GG} \cdot \cos \vartheta \quad (11)$$

$$G_k = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot (\cot \vartheta - \cot \beta) \quad (12)$$

$$Q_k = (b \cdot q) + V_{GG} \quad (13)$$

$$R_k = N_k \cdot \tan \varphi + C_k \quad (14)$$

$$N_k = (G_k + Q_k) \cdot \cos \vartheta - H_{GG} \cdot \sin \vartheta \quad (15)$$

$$C_k = \frac{c_k \cdot h}{\sin \vartheta} \quad (16)$$

Die Restriktionen aus Gleichung (10) dienen der Kontrolle, ob das System auf Dauer stabil bemessen ist. Die beiden Optionen werden im Folgenden genauer betrachtet.

a. Der Raum unter dem Geogitter ist aufgefüllt:

Wenn A_{GKges} größer oder gleich A_{GG} ist, so ist der Zwischenraum zwischen dem Geogitter und dem überspannten Boden durch abgebrochene Gleitkeile aufgefüllt. Weitere Gleitkeile können nicht mehr ungehindert abbrechen. Des Weiteren hängt das Geogitter nicht mehr frei in der Luft, sondern liegt auf. So kann nun auch der unten anliegende Boden beim Abtragen der Verkehrslasten helfen und das Geogitter entlasten. Das System ist so dauerhaft stabil.

b. Der Versatz ist standsicher:

Wenn die Standsicherheit des Versatzes erreicht wird, bevor der freie Raum unter dem Geogitter durch die abgebrochenen Gleitkeile gefüllt ist, liegt das Geogitter nicht auf. Dieser Fall tritt vor allem bei einem stark kohäsiven Untergrund auf. Dies ist jedoch negativ für die dauerhafte Stabilität des Systems, da so die gesamte Auflast durch die Membranwirkung des Geogitters abgetragen werden muss. Durch Alterung und Kriechen, vor allem mit der zusätzlichen dynamischen Belastung auf der Straße durch den Verkehr, erscheint ein vorzeitiger Ermüdungsbruch bei einem knapp bemessenen Geogitter möglich. Die dauerhafte Stabilität des Systems ist demnach nicht gewährleistet. Eine Möglichkeit dieses Problem zu umgehen, wäre beispielsweise, das Geogitter nicht direkt auf den Untergrund zu verlegen, sondern auf eine stark dilatante und schwach kohäsive Polsterschicht. Würde dies mit einer angebrachten Mächtigkeit ausgeführt werden, wäre die Restriktion der Standsicherheit nicht mehr die maßgebliche und das System auf Dauer stabil. Im Sinne des Bemessungsverfahrens ist eine Mächtigkeit der Polsterschicht ausreichend, die dem zu erwartenden Versatz entspricht. Eine zweite Möglichkeit ist es, auf Grundlage von [2] ein deutlich dehnsteiferes Geogitter als erforderlich zu verwenden, um so auf Dauer genug Reserven zu haben und somit die anfallenden Kräfte aufnehmen zu können. Der Bauherr hat die Möglichkeit, sich aufgrund konstruktiver Randbedingungen oder der Wirtschaftlichkeit für eine der beiden Alternativen zu entscheiden.

5 Validierung des vorgestellten Ansatzes

Um die Ergebnisse, welche man mit dem vorgestellten Ansatz erhält, einordnen zu können, werden diese mit Beobachtungen aus Zentrifugen-Modellversuchen in [8] verglichen. Dort werden mehrere Systemkonfigurationen untersucht, wovon zwei für einen Vergleich herangezogen werden: Ein System (DEB 2) mit einer Geogitterlage und ein weiteres System (DEB 4) mit zwei Geogitterlagen. Die beiden Systemkonfigurationen sind in **Bild 11** aus [8] dargestellt. Die Diskontinuität wird bei den Versuchen schrittweise von 12 cm bis 36 cm (alle Größen sind auf den Prototypen bezogen, Maßstabsfaktor $n = 30$) aufgebracht. Die Verformungen des Systems werden dabei optisch über konische Markierungsstifte an den Geogittern und über dünne Schichten schwarzen Sandes ermittelt. Für den analytischen Ansatz wird die Überdeckung als schlaife Auflast angesetzt. Aus der Dehnsteifigkeit sowie der Bruchdehnung der verwendeten Geogitter wird die Zugsteifigkeit berechnet. Die überspannte Strecke x aus der Berechnung kann somit mit dem Versuchsergebnis verglichen werden.

Bei dem Versuch DEB 2 werden die Verformungen der 37,5 cm über dem Geogitter liegenden schwarzen Sandschicht mit denen des analytischen Ansatzes verglichen, da ein Verfolgen

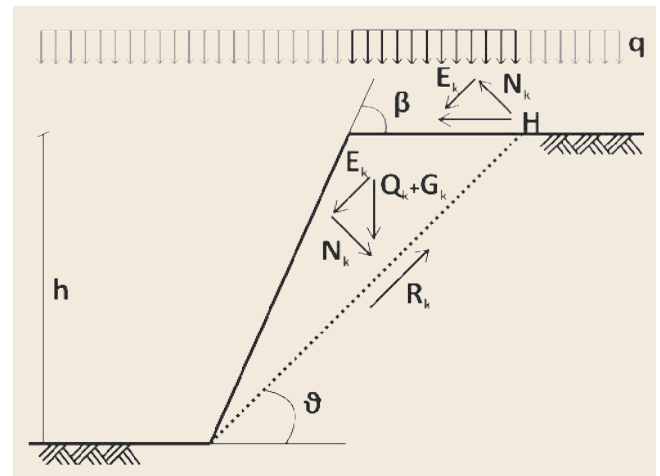


Bild 10. Angreifende Kräfte am Gleitkeil Abb.: F. Christ
Fig. 10. Affecting forces at the wedge Source: F. Christ

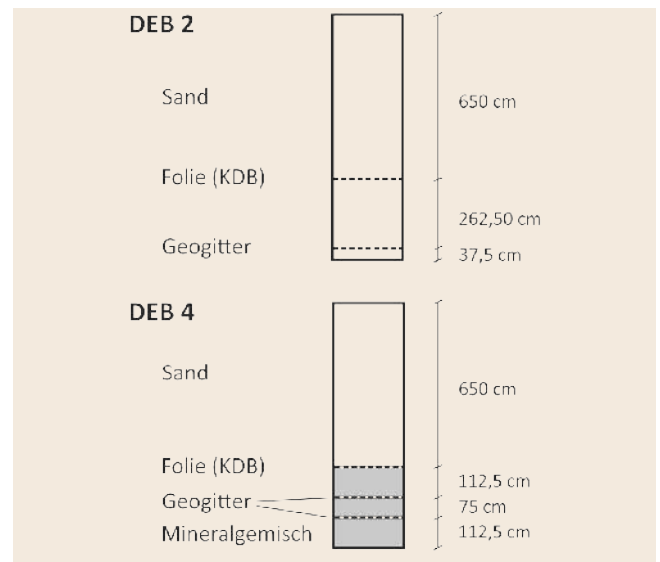


Bild 11. Systemkonfiguration der Versuche nach [8]
Fig. 11. Experimental setup in [8]

der Geogitterverformung über die Markierungsstifte nicht möglich war. Bei dem Versuch DEB 4 werden die Verformungen des unteren Geogitters herangezogen. Beim Vergleich der Ergebnisse, dargestellt in **Tabelle 1** und **Tabelle 2**, zeigt sich, dass im Bereich einer Absenkung von 18 cm bis 36 cm die Abweichungen zwischen den Zentrifugenmodellversuchen und dem analytischen Ansatz bei maximal 10% liegen. Dies ist als sehr gut zu bewerten. Bei der kleinsten untersuchten Absenkung von 12 cm, weichen die Ergebnisse jedoch um bis zu 30% ab. Der analytische Ansatz ermittelt eine geringere überspannte Strecke und unterschätzt somit die Vergleichsmäßigung der Erdstufe durch das System. Dies könnte daraus resultieren, dass ein auftretendes Gewölbe in den experimentellen Untersuchungen besonders bei kleinen Absenkungen die Auflast q reduziert, woraus wiederum eine größere überspannte Strecke x resultiert. Der analytische Ansatz berücksichtigt eine solche Gewölbewirkung nicht. Bei beiden Konfigurationen sind die überspannten Strecken x bei einer Absenkung von

Tabelle 1. Vergleich der experimentellen Ergebnisse aus [8] (DEB 2) und dem analytischen Ansatz (überspannte Strecke x)
 Table 1. Comparison of the experimental results from [8] (DEB 2) and the analytical approach

Absenkung (cm)	Experimentelle Ergebnisse (m)	Analytischer Ansatz (m)	Abweichung (%)
12	0,7	0,54	29
18	0,8	0,74	8
25	0,93	0,94	1
30	1,0	1,08	7,5
36	1,17	1,23	5

18 cm beim analytischen Ansatz ebenfalls noch kleiner, ehe sie ab 25 cm größer sind als in den Modellversuchen.

6 Bemessungshilfe

Bild 12 macht die Zusammenhänge zwischen der Dehnsteifigkeit des Geogitters, der Länge der überspannten Strecke und dem an der Versatzkante auftretenden Steigungswinkel deutlich. Es fasst die in Abschnitt 4.2 zu Schritt a. erläuterten Beziehungen zusammen und kann als Bemessungsdiagramm dienen. Für eine bekannte Versatzhöhe h und Auflast q kann für unterschiedliche Dehnsteifigkeiten EA des Geogitters die resultierende Verformung in Form der überspannten Strecke x (Gleichungen (1) und (2), rechte Diagrammseite) oder aber des Steigungswinkels θ aus Gleichung (8) an der Versatzkante (linke Diagrammseite) abgelesen werden. Der Steigungswinkel θ beschreibt die Größe des Knicks, welcher sich an dem Übergang der horizontal bleibenden höher liegenden Fläche zum parabelförmigen, vom Geogitter geböschten Übergangsbereich ausbildet. Dieser kann als Kriterium für die Funktionalität des Systems im Gebrauchszustand hinzugezogen werden. Es wird deutlich, dass mit zunehmender Steifigkeit des Geogitters bei gleichbleibender Auflast und Versatzhöhe die überspannte Strecke länger und der Steigungswinkel kleiner

Tabelle 2. Vergleich der experimentellen Ergebnisse aus [8] (DEB 4) und dem analytischen Ansatz (überspannte Strecke x)
 Table 2. Comparison of the experimental results from [8] (DEB 4) and the analytical approach

Absenkung (cm)	Experimentelle Ergebnisse (m)	Analytischer Ansatz (m)	Abweichung (%)
12	0,94	0,72	30
18	1,03	0,98	5
25	1,25	1,25	0
30	1,5	1,43	5
36	1,53	1,65	7,3

wird und so zum Beispiel für eine Fahrbahn das System verträglicher wird.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Das Ziel war es, einen analytischen Bemessungsansatz herzu-leiten, welcher das Tragverhalten geogitterbewehrter Polsterschichten zum Ausgleich von Erdstufen beschreibt. Dazu wurde zuerst der Einsatz solcher Systeme in der Praxis vorgestellt und ein Überblick über vorhandene Versuche zum Systemverhalten geboten. Nach der Vorstellung eines auf vereinfachten Annahmen basierenden analytischen Bemessungsansatzes wurden Teile dieses anhand von Zentrifugen-Modellversuchen validiert. Dabei zeigt sich eine gute Vergleichbarkeit der Ergebnisse. Des Weiteren ermöglicht der analytische Bemessungsansatz Aussagen über die dauerhafte Stabilität des verformten Systems zu treffen.

Der Bemessungsansatz berücksichtigt wesentliche Phänomene, wie die Interaktion der Geogitter mit dem umgebenden Boden oder die Gewölbewirkung in den überlagernden Schichten nicht. Dennoch lässt sich mit diesem das grundsätzliche Systemverhalten prognostizieren und des Weiteren die verwendeten Geogitter dimensionieren.

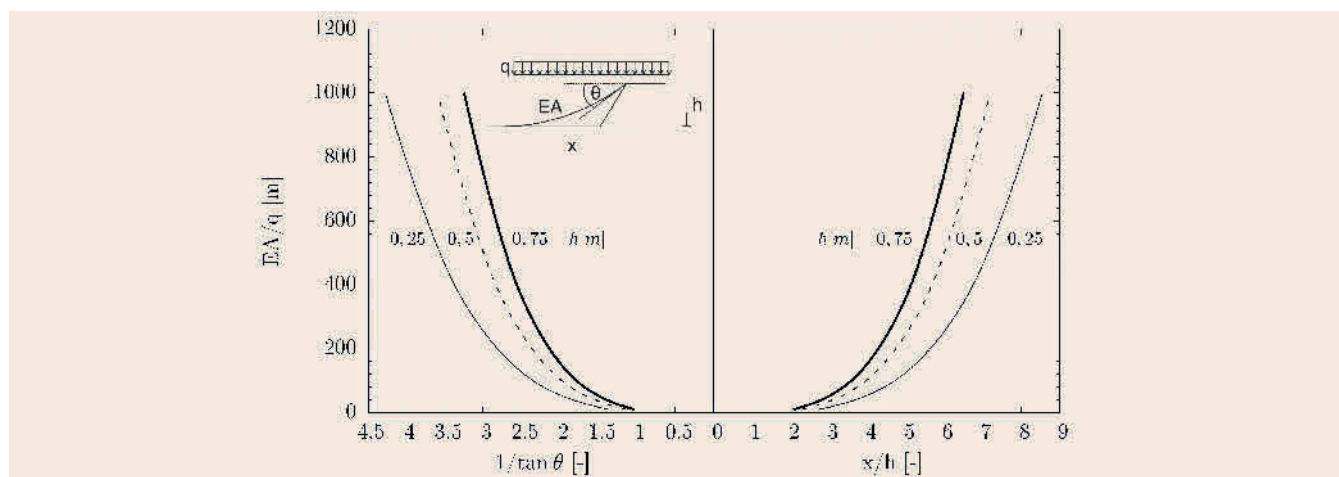


Bild 12. Bemessungsdiagramm auf Grundlage des vorgestellten Ansatzes Abb.: F. Christ
 Fig. 12. Design graph based on the introduced analytical approach Source: F. Christ

Literatur

- [1] Kirsch, F. J.; Placzek, D.: Sicherung der durch bergbauliche Einwirkungen stark beanspruchte Bundesautobahn BAB A57. In: Sroka, A. (Hrsg.): 10. Geokinematischer Tag (2009), Heft 1, S. 248-258.
- [2] EBGEO, 2. Auflage: Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT). Verlag Ernst & Sohn, Berlin (2010)
- [3] Becker, J.; Dahmen, D.: Praktische Untersuchungen zum Einsatz von Geotextilen für die Sicherung mineralischer Abdichtungen bei Beanspruchung durch geologische Unstetigkeiten. In: geotechnik 27 (2004), Heft 3, S. 266-278.
- [4] Scherbeck, R. et al.: Discontinuous deformation on a basal lining system – identification of action and development of a geotechnical system solution. In: 3rd International Symposium on Geotechnics Related to the European Environment, 2000.
- [5] Clostermann, D. und Knorr, P.: Konzeptionierung eines analytischen Berechnungsansatzes zur Sicherung von bergbaulich bedingten Versprüngen am Beispiel der Sanierungsmaßnahme BAB 57, AS Asdonks-hof. Bochum, Ruhr-Universität Bochum, Fachbereich Bauingenieurwesen, Projektarbeit, 2015.
- [6] Heitz, C.: Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern. Universität Kassel, Fachbereich Bauingenieurwesen, Dissertation, 2006.
- [7] Floss, R.: Handbuch ZTVE-StB: Kommentar und Leitlinien mit Kompendium Erd- und Felsbau. Kirschbaum, Bonn, 2011.
- [8] Bronn, L.: Konstruktive Sicherung von Bauwerken gegen die Einwirkungen aus einer Diskontinuität im Baugrund am Beispiel einer Deponeabdichtung. Ruhr-Universität Bochum, Fachbereich Bauingenieurwesen, Diplomarbeit, 1999.



Florian Christ, M.Sc.

Tel. 0234 3226079, Florian.christ@rub.de

Abb.: Florian Christ

Dr.-Ing. Diethard König

Tel. 0234 3226082, Diethard.koenig@rub.de

Ruhr-Universität Bochum
Universitätsstraße 150, 44801 Bochum

Dr.-Ing. Oliver Detert

Tel. 0254 2701321, detert@HUESKER.de
Huesker Synthetic GmbH
Fabrikstraße 13-15, 48712 GescherProf. Dr.-Ing. habil.
Tom Schanz (†)Ruhr-Universität Bochum
Universitätsstraße 150, 44801 Bochum

Typisierte Anschlüsse

Das Standardwerk „Typisierte Anschlüsse im Stahlhochbau“ basiert seit 2013 vollständig auf den Regelwerken des Eurocode 3. Obwohl sich Bemessungsprinzipien und Sicherheitskonzepte in den Normen mit Einführung der letzten Generation der DIN 18800 und der Vornormen zum Eurocode 3 bereits Anfang der 1990er-Jahre grundlegend geändert haben, wurde die Typisierung der Anschlüsse seit der erstmaligen Veröffentlichung der „Typisierten Anschlüsse“ in den 1970er-Jahren nicht mehr geändert. Grund hierfür war der anfängliche Vorbehalt in der Praxis gegenüber den neuen Möglichkeiten. Andere Argumente waren die feste Verdrahtung der bewährten Konfigurationen in anderen Bemessungshilfen und in den gängigen Statik- und CAD-Systemen.

Rückmeldungen aus der Praxis haben gezeigt, dass solche Argumente heute nicht mehr gültig sind. Es scheint vielmehr den Wunsch zu geben, für die momententragfähigen Stirnplattenanschlüsse durch angepasste Konfigurationen robuste Anschlüsse verwenden zu können, die in Geometrie und Tragverhalten besser an die heute gültigen technischen Vorschriften angepasst sind. Ein weiterer Wunsch ist die Berücksichtigung von Normalkräften in den Anschlüssen.

Mit dem Ergänzungsband wurden die Inhalte der Gesamtausgabe 2013 um den neuen Typ IM für momententragfähige Stirnplattenanschlüsse erweitert. Für die Stirnplatten wurden komplett neue Geometrien definiert. Im Vergleich zu den aus den vorherigen Auflagen bekannten Typen IH1 bis IH4 beinhaltet der neue Typ IM bei Bedarf auch Lochbilder mit mehr als zwei Schraubenreihen zwischen den Trägerflanschen sowie beidseitig überstehenden Stirnblechen. Zur Erweiterung des Anwendungsbereichs wurden zudem Konfigurationen mit Schraubengrößen M12 und M36 in die Tragfähigkeitstabellen aufgenommen. Die genauen Abmessungen

und Lochbilder wurden mithilfe von speziell entwickelten Algorithmen generiert, die auf die Regelungen der DIN EN 1993-1-8, zum Beispiel bezüglich Lochabständen oder Anforderungen an die Duktilität, abgestimmt sind. Für vorgegebene Lastniveaus wurden verschiedene Konfigurationen ermittelt, die jeweils bestimmte Vorgaben erfüllen, zum Beispiel geringe Schraubenanzahl oder eine bestimmte Mindeststeifigkeit. Die Konfigurationen wurden dabei so gewählt, dass für gegebene anzuschließende Profile und Lastniveaus verschiedene Lösungen angeboten werden, die jeweils unterschiedliche Randbedingungen erfüllen. Wohl wissend, dass es im Einzelfall auch eine bessere Lösung geben kann, besteht die Hoffnung, dass der nun vorliegende Ergänzungsband einen weiteren Beitrag dazu liefert, Stahlbauanschlüsse einfach, schnell und effizient bemessen zu können.

Darüber hinaus sind für den neuen Typ IM Normalkrafttragfähigkeiten in den Tabellen angegeben. Dadurch wird auch die Bemessung von Träger- und Stützenstößen sowohl für reine Normalkraftbeanspruchung als auch für kombinierte Momenten- und Normalkraftbelastung ermöglicht. Es sei angemerkt, dass in der DIN EN 1993-1-8 Regeln zur Berechnung der Normalkrafttragfähigkeit nicht explizit angegeben sind. In der Literatur finden sich jedoch Arbeiten, die eine mit den Grundprinzipien des Eurocode 3 vollständig kompatible Vorgehensweise zur Berechnung der Normalkrafttragfähigkeit aufzeigen.

Damit dieser Ergänzungsband in sich abgeschlossene Informationen und Erläuterungen zur Anwendung beinhaltet, wurden die Erläuterungen zum Bemessungsmodell aus der Gesamtausgabe 2013 nochmals aufgenommen und im Hinblick auf die aktuelle Typisierung, zum Beispiel die neu aufgenommenen Normalkrafttragfähigkeiten, ergänzt.

www.deutscherstahlbau.de

A new nonlinear polyconvex orthotropic material model for the robust simulation of technical fabrics in civil engineering applications at large strains – Validation with large-scale experiment

M. Motevalli, J. Uhlemann, N. Stranghöner, D. Balzani

ABSTRACT A polyconvex orthotropic material model is proposed for the simulation of tensile membrane structures. The notion of anisotropic metric tensors is employed in the formulation of the polyconvex orthotropic term which allows for the description of the interaction of the warp and fill yarns. The model is adjusted to the stress-strain paths of uni- and biaxial tensile tests of a woven fabric and the results are compared with the linear elastic model. The lateral contraction in the uniaxial loading case is taken into account to also capture the strong crosswise interactions. An increased number of load cycles is considered in the experiments to reach a saturated elastic state of the material. A new method is proposed enabling in principle the identification of unique (linear) stiffness parameters by previously identifying the (nonlinear) model parameters. Eventually, the proposed nonlinear model contains only 4 material parameters to be identified for the individual membrane material. Moreover, a new large-scale experimental setting is presented which allows for the validation of the proposed model response in real-life engineering applications. The numerical robustness of the model is tested in an advanced simulation of a large roof structure under application of realistic boundary conditions.

STICHWÖRTER

Gewebte Textilmembrane, Großbauteilversuch, nicht-lineare Materialmodellierung

Ein neues polykonvexes orthotropes Materialmodell zur robusten Simulation von Textilmembranen im Bauingenieurwesen unter Berücksichtigung großer Deformationen – Validierung anhand eines Großbauteilversuchs

ZUSAMMENFASSUNG Ein polykonvexes orthotropes Materialmodell wird für die Simulation von Textilmembranen vorgeschlagen. Die Interaktion der Kett- und Schussfäden wird bei der Formulierung der orthotropen Terme im Rahmen von anisotropen Metrikensoren beschrieben. Die Parameter des Modells werden an Spannungs-Dehnungskurven in mono- und biaxialen Zugversuchen von Textilmembranen angepasst und die Ergebnisse werden verglichen mit dem in der Ingenieurpraxis verwendeten linear elastischen Modell. In den monoaxialen Versuchen werden ebenfalls die Querdehnungen berücksichtigt um die starke Interaktion zwischen der Kett- und Schussrichtung zu erfassen. In den Versuchen wird eine erhöhte Anzahl von Lastzyklen betrachtet, sodass im letzten Zyklus von einem saturiertem nahezu elastischen Materialverhalten ausgegangen werden kann. Neben der Vorstellung des Modells wird eine neue Methode für die Identifikation eindeutiger (linearer) Steifigkeitsparameter vorgeschlagen, die die vorausgehende Identifikation (nichtlinearer) Modellparameter vorsieht. Die resultierende Form des vorgeschlagenen nicht-linearen Modells enthält lediglich vier Materialparameter, die für die jeweilige individuelle Membrane zu bestimmen sind. Außerdem wird ein neuer Großbauteilversuch präsentiert, der die Validierung des Modells unter Bauteilbelastungen realer Ingenieursanwendungen ermöglicht. Die numerische Robustheit des Modells wird anhand einer praxisrelevanten Simulation einer großen Dachstruktur unter realen Belastungsbedingungen untersucht.

1 Introduction

Tensile woven membranes are vastly used in engineering applications. Due to their outstanding characteristics, that is flexibility, light-weight, and high tensile strength, they are employed at large spans in various forms and shapes in manufacturing of aerospace, architectural and civil engineering components. The material of technical membranes is composed of a network of wo-

ven (crimp) or laid (non-crimp) yarns which are covered with coating material. The coating material enriches the mechanical properties of the fibers, protects them against environmental damages and realizes the desired functionality like for example, waterproofness. The yarns are typically made of synthetic filaments such as polyester (PES) and glass fibers and covered with coating substance made of polyvinylchloride (PVC) or polytetrafluoroethylene (PTFE) [1]. The two groups of interlaced yarns of wo-

ven fabrics are known as warp and fill yarns which are shown in **Figure 1**. The warp yarns due to some manufacturing treatment are usually stiffer than the crosswise yarns. Owing to the interweaving production, the material behavior of woven fabrics under tensile loadings develops a complex response which is particularly dominated by transverse interactions; that is the crimp-interchange effect [1], [2].

The stress-strain response of textile membranes is known to be nonlinear, anisotropic and in general elasto-plastic where the irreversible strains occur at early loading cycles [3]. In common engineering practice, the material characteristics of a cruciform piece of membrane is investigated under a set of uniaxial and biaxial cyclic loads (warp:fill, 1:1, 2:1, 1:2, 1:0, 0:1). It is presumed that the material response after 3 to 5 load cycles becomes nearly elastic and can be characterized with a linear elastic 2-dimensional orthotropic formulation [4], [5]. However, as it was demonstrated in [2], [6], within the first 10 load cycles the irreversible strains hold a significant fraction of the total strains. In particular, a typical virgin glass/PTFE fabric under uniaxial tensile load in fill direction (up to 25% of Ultimate Tensile Strength UTS) shows more than 10% axial strain from which only 2 ~ 3% belongs to elastic deformation. It was shown in [6, 7] that by application of a higher number of load cycles, that is more than 20, the fabric reaches a saturated elastic state which can be represented with elastic material formulations. Moreover, the oversimplifications of the material behavior to linear elasticity may lead to a poor description of the complex behavior of woven fabrics. Likewise using more advanced models, in particular the hyperelastic nonlinear formulations with purely transversely isotropic terms, may not improve the representation of the behavior due to the weak transverse interactions [8]. Usually the most accurate description of the material response can be obtained with microstructural modeling, considering each constituent and its interactions with other counterparts within the representative model, for example see [8], [9]. Nonetheless, such mathematical models are more complicated and numerically more expensive than to be practical in structural engineering applications. Therefore, the key objective of this work is to present a suitable orthotropic material model as an extension of the models in [10], [11], [12] which can be well-employed in numerical simulations.

In the classical formulation of orthotropic hyperelastic energy terms with strong crosswise interactions, one may directly use multiplicative mixed invariant terms of the right Cauchy-Green tensor and the classical structural tensors [13], [14]. However, these non-polyconvex formulations may lead to material instabilities causing unrealistic or non-converging numerical simulations requiring the application of numerical stabilization treatments [10], [15]. Others, for example [14], [16], by enforcement of a constraint on the activation of the non-polyconvex multiplicative terms, maintained the positive-definiteness of the material tangent and obtained a stable formulation. However, for the specific glass/PTFE fabric utilized here, this will preclude the orthotropic term in 4 out of 5 considered biaxial loading cases, that is the interaction is only activated in load ratio 2:1. This leads to an analogous representation considering only purely transversely isotropic terms which may lead to an unrealistic response in other scenarios which are not considered for the parameter adjustment. Furthermore, the case distinction associated with the activation of the orthotropic term may lead to robustness issues in numerical simulations [10]. Exploiting the notion of anisotropic

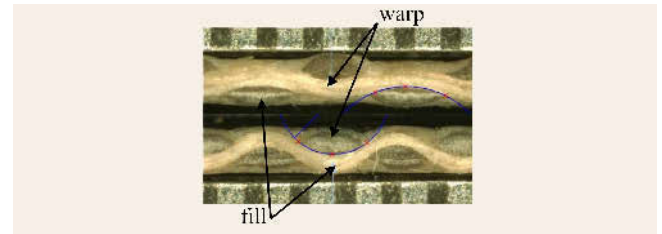


Figure 1. Cross-section of a typical glass/PTFE woven fabric, warp and fill yarns Source: M. Motevalli et al.

Bild 1. Querschnitt einer typischen Glas/PTFE Textilmembran, Kett- und Schussrichtung Abb.: M. Motevalli et al.

metric tensors in the formulation of the structural tensors enables the construction of polyconvex terms for a wide range of anisotropic classes [17]. Having a polyconvex formulation in the sense of Ball [18] guarantees a physically meaningful and mathematically sound formulation. Hence, in the current study, the proposed robust smooth polyconvex orthotropic model of [10] will be suitably simplified to enable a more practical use. Taking into account the stress-strain curves of the 5 uniaxial and biaxial loading scenarios, the material parameters of the proposed model are adjusted. The results will be compared with a fitted linear elastic model. Unlike the regularly used method of MSAJ [4], [5] the in-plane transverse contractions are not neglected here. Thereby, it is expected that the models capture the real strong crosswise interactions. Furthermore, a newly proposed large-scale experimental setting [7] is presented. By this means, the accuracy of the proposed model can be assessed and validated. It is also shown whether the information attained from the biaxial loading cases, that is the idealized homogenous deformations, is sufficient to simulate the material response of woven fabrics in a more realistic and in-homogeneously deformed experiment.

This paper is structured as follows. In Section 2 mathematical basis of the linear elastic formulation and the continuum mechanical description of the proposed orthotropic model based on the concept of metric tensors are outlined. Section 3 presents the considered experiments, parameters adjustment procedure and the new large-scale pressure chamber machine. In Section 4 the adjusted model is validated in the numerical simulation of the large-scale experiment. Additionally, a real size roof structure under wind load is simulated. Section 5 provides the main conclusions of this work.

2 Material modeling of textile fabrics

For an operative simulation of technical membranes in engineering applications we focus on the phenomenological modeling of the material in terms of a continuum mechanical description. It is postulated that the heterogeneous physical body is idealized as a homogeneous continuous medium with an anisotropic material response. The anisotropic behavior can be reflected through the quantities employed in the descriptive mathematical model, that is the free energy function.

2.1 Continuum mechanical basis and concept of anisotropic metric tensors

In the continuum mechanical description, a material point of the body of interest in the undeformed configuration $B \subset \mathbb{R}^3$ is

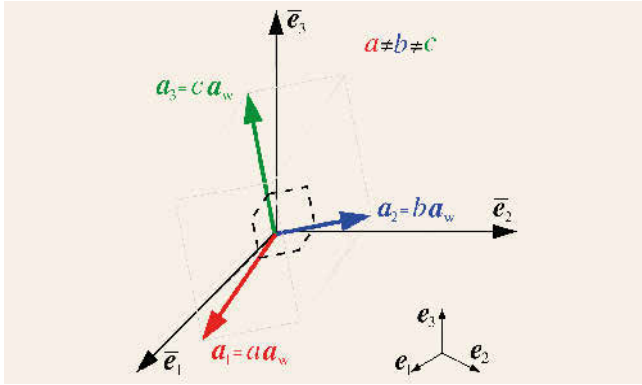


Figure 2. The principal material basis of an orthotropic material used in the definition of anisotropic metric tensors *Source: M. Motevalli et al.*
 Bild 2. Die Materialbasis eines orthotropen Materials für die Definition der anisotropen Metrikensoren *Abb.: M. Motevalli et al.*

parameterized with the position vector $\mathbf{X} \in B$. The material points are mapped to a deformed state $S \subset \mathbb{R}^3$ at the time $t \in \mathbb{R}_+$ with the help of a nonlinear deformation map $\varphi_t : B \rightarrow S$. The position of the material points are described at the new state with the position vector $\mathbf{x} \in S$. The fundamental quantity connecting the infinitesimal vector elements between the two states of the body is the deformation gradient tensor $\mathbf{F}$ defined as

$$\mathbf{F} := \text{Grad} [\varphi_t(\mathbf{X})], \text{ with } J(\mathbf{X}) := \det[\mathbf{F}(\mathbf{X})] > 0. \quad (1)$$

The infinitesimal line-, area- and volume elements of the two configurations are linked via

$$d\mathbf{x} = \mathbf{F}d\mathbf{X}, d\mathbf{a} = \text{cof}[\mathbf{F}]d\mathbf{A}, d\mathbf{v} = \det[\mathbf{F}]dV, \text{ with } \text{cof}[\mathbf{F}] = \det[\mathbf{F}]\mathbf{F}^T. \quad (2)$$

The material behavior of textile membranes, after reaching the saturated elastic state, is assumed to be hyperelastic, thereby taking into account finite deformations. By postulation of existence of the free energy function $W(\mathbf{F})$, a proper strain energy can be formulated in terms of the right Cauchy-Green deformation tensor $\mathbf{C} := \mathbf{F}^T\mathbf{F}$, that is $W(\mathbf{F}) = \psi(\mathbf{C}) = \psi(\mathbf{F}^T\mathbf{F})$, which a priori ensures the material frame indifference condition. Taking into account the second law of thermodynamics, the 1st Piola-Kirchhoff stress tensor $\mathbf{P}$ and the other forms of stress, that is the 2nd Piola-Kirchhoff stress tensor $\mathbf{S}$ and the Cauchy stress tensor $\boldsymbol{\sigma}$, are derived as

$$\mathbf{P} = \frac{\partial \psi(\mathbf{C})}{\partial \mathbf{F}} = \frac{\partial \psi(\mathbf{C})}{\partial \mathbf{C}} \frac{\partial \mathbf{C}}{\partial \mathbf{F}} = \mathbf{F}\mathbf{S}, \quad \mathbf{S} = 2\partial_{\mathbf{C}}\psi(\mathbf{C}), \quad \boldsymbol{\sigma} = J^{-1}\mathbf{F}\mathbf{S}\mathbf{F}^T. \quad (3)$$

The tensor $\mathbf{P}$ is the nominal stress tensor which is used in engineering applications and here as the measurement quantity in the experimental data. In accordance with the definition of the strain energy function, the underlying structural boundary value problem can be expressed as the minimization of the total potential energy $\Pi(\mathbf{F}^T\mathbf{F}) = \int_B \psi(\mathbf{C})dV - \Pi^{\text{ext}}$ leading to the stationary problem

$$\Pi = \int_B \mathbf{P} \cdot \delta \mathbf{F}dV - \delta \Pi^{\text{ext}} = 0, \quad (4)$$

where Π^{ext} shows the external potential energy of the applied traction and the body forces at the boundaries. In order to include the anisotropic characteristics in the free energy function the

notion of structural-, that is metric tensors can be implemented $\psi = \psi(\mathbf{C}, \mathbf{M})$. Thereby, the coordinate-invariant form of the strain energy will be a function of invariants of the right Cauchy-Green tensor $\mathbf{C}$ and the structural tensors $\mathbf{M}_i$

$$\psi = \psi(I_1, I_2, I_3, J_{4w}, J_{5i}). \quad (5)$$

For the case of woven fabrics with two yarn families, warp and fill directions, the following 7 invariants are considered.

The classical form of the structural tensors was first introduced in [19], [20]. Therein, the structural tensors are defined as the product of a unit vector $\mathbf{a}_{w/f}$ to itself, for example $\mathbf{M}_i := \mathbf{a}_i \otimes \mathbf{a}_i$, where $\|\mathbf{a}_{w/f}\| = 1$ and $\text{tr}[\mathbf{M}_{w/f}] = 1$. In [13] the general framework for the formulation of polyconvex transversely isotropic and to some extent orthotropic free energy functions was introduced. It is demonstrated that, see also [13], [10], [15], using the multiplicative terms of mixed invariants, that is $J_{4w}J_{4f}$, leads to a non-polyconvex material formulation and the model, although potentially being capable of capturing the strong interactions, may suffer from material instabilities and numerical issues. A replacement to the non-polyconvex orthotropic multiplicative terms is based on anisotropic metric tensors $\mathbf{G}$ in the definition of the mixed invariants, that is $\mathbf{M} \Leftrightarrow \mathbf{G}$, see [17], [21], [22]. In this sense they are meant to be a *push-forward of the Cartesian metric of a fictitious reference configuration to the real reference configuration* B , see also [22], [17]. In general, metric tensors are 2nd order positive definite tensors which are defined as $\mathbf{G} := \mathbf{H}^T\mathbf{H}$. The tensor $\mathbf{H}$ can be interpreted as a linear tangent map from a fictitious Cartesian basis $\bar{\mathbf{e}}$, to the principal material basis of the body; that is $\mathbf{H} : \bar{\mathbf{e}} \rightarrow \mathbf{a}_i$ and $\mathbf{a}_i = \mathbf{H}\bar{\mathbf{e}}$, with $i \in \{1, 2, 3\}$. Unlike the classical structural tensors, the material basis $\mathbf{a}_1, \mathbf{a}_2$ and $\mathbf{a}_3$ have arbitrary lengths $a = \|\mathbf{a}_1\|$, $b = \|\mathbf{a}_2\|$ and $c = \|\mathbf{a}_3\|$ which allows for a straightforward interaction of the two yarn directions. Taking into account the specific case of woven fabrics with two orthogonally oriented yarn families the unit vectors pointing into the warp, fill and thickness directions are denoted as $\mathbf{a}_w, \mathbf{a}_f$ and $\mathbf{a}_t$ respectively ($\|\mathbf{a}_w\| = \|\mathbf{a}_f\| = \|\mathbf{a}_t\| = 1$). Hence, the corresponding tensor $\mathbf{H}$ is defined as

$$\mathbf{H} = [a\mathbf{a}_w | b\mathbf{a}_f | c\mathbf{a}_t] \quad \text{with} \quad \mathbf{a}_w = \frac{\mathbf{a}_1}{a}, \mathbf{a}_f = \frac{\mathbf{a}_2}{b}, \mathbf{a}_t = \frac{\mathbf{a}_3}{c}, \quad (7)$$

where a, b and c are the magnitudes of the material basis and a variation in their values is understood as a driver of the material characteristic in the associated directions. Considering the illustrated orthotropic material basis in **Figure 2**, when the material basis coincides with the Cartesian basis, the anisotropic metric tensor will be obtained as

$$\mathbf{G} = \text{diag}[a^2, b^2, c^2] \quad (8)$$

To highlight the relation between two formulations consider an example where $a = 1$ and $b = c = 0$. In this case the metric tensor reflects an equal meaning of a classical structural tensor aligned to the warp direction, that is $\mathbf{M}_w = \mathbf{a}_w \otimes \mathbf{a}_w$. By analogy one may construct similar terms of multiplicative invariants $J_{4w}J_{4f}$ by means of the anisotropic metric tensors where the leading advantage is the realization of a polyconvex formulation and a materially stable model [10].

As already indicated, the generic form of the strain energy density is defined in terms of the principal invariants of the deformation tensor $\mathbf{C}$ and the mixed invariants of $\mathbf{C}$ and $\mathbf{M} \Leftrightarrow \mathbf{G}$ where the associated nominal stress tensor can be computed according to Equation (9) by application of the chain rule, that is

$$\begin{aligned} \mathbf{P} &= 2\mathbf{F} \sum_i^n \frac{\partial \psi}{\partial I_i} \frac{\partial I_i}{\partial \mathbf{C}} \\ &= 2\mathbf{F} \left(\frac{\partial \psi}{\partial I_1} \mathbf{I} + \frac{\partial \psi}{\partial I_2} (I_1 \mathbf{I} - \mathbf{C}) + \frac{\partial \psi}{\partial I_3} \text{Cof}[\mathbf{C}] \right. \\ &\quad \left. + \sum_{i=w,f} \left[\frac{\partial \psi}{\partial J_{4i}} \mathbf{M}_i + \frac{\partial \psi}{\partial J_{5i}} (J_{5i} \mathbf{C}^{-1} + I_3 \mathbf{C}^{-1} \mathbf{M}_i \mathbf{C}^{-1}) \right] \right). \end{aligned} \quad (9)$$

2.2 Proposed orthotropic hyperelastic material model for woven fabrics

A suitable strain energy function may be obtained by superposition of different energy terms. Associated with each term of energy, that is $\psi^i(\mathbf{C}, \boldsymbol{\gamma})$ we consider only one coefficient α^i . Therefore, the strain energy becomes linear in the so-called material parameters α^i

$$\psi(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{C}, \boldsymbol{\gamma}) = \sum_i \alpha^i \psi^i(\mathbf{C}, \boldsymbol{\gamma}). \quad (10)$$

Each energy term ψ^i is a function of the deformation quantity $\mathbf{C}$ and the model parameters $\boldsymbol{\gamma}$. Thereby, we distinguish between the linear material parameters $\boldsymbol{\alpha}$ and the nonlinear model parameters $\boldsymbol{\gamma}$ and identify them separately exploiting the method introduced in [23]. The model parameters are internal parameters which control the nonlinearity of the model response. Thus, as an initial step by introduction of a proper objective function following [23] the nonlinearity of the provided experimental data using the considered model is captured, that is $\boldsymbol{\gamma}$ is first identified and then fixed. Henceforth, the strain energy is only a linear function of the material parameters $\boldsymbol{\alpha}$ and the deformation tensor $\mathbf{C}$, that is $\psi(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{C})$. Assuming a negligible interaction between the coating and the yarns the proposed constitutive model is composed as follows

$$\psi(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{C}) = \alpha^{\text{iso}} \psi^{\text{iso}}(\mathbf{C}) + \alpha_w^{\text{ti}} \psi_w^{\text{ti}}(\mathbf{C}) + \alpha_f^{\text{ti}} \psi_f^{\text{ti}}(\mathbf{C}) + \alpha^{\text{int}} \psi^{\text{int}}(\mathbf{C}) + \epsilon \psi^{\text{vol}}(\mathbf{C}). \quad (11)$$

The isotropic term ψ^{iso} represents the response of the coating (matrix) material. The transversely isotropic terms ψ_w^{ti} and ψ_f^{ti} are coupled with each yarn family and function as tensile reinforcement of the composite in the yarn direction. Only one interaction term ψ^{int} is considered which mainly reflects the transverse interactions of the warp and fill yarns. A volumetric/penalty term is included to ensure a nearly incompressible material behavior [24]. With the above descriptions each term is meant to signify a specific behavior and the material parameters α^i will control the intensity of the expected response. The specific terms are given as

$$\begin{aligned} \psi^{\text{iso}} &= (I_1/I_3^{1/3} - 3), & \psi^{\text{vol}} &= (I_3^2 + I_3^{-2} - 2) \\ \psi_w^{\text{ti}} &= (\bar{J}_{4w} - 1)^{\gamma_1}, & \psi_f^{\text{ti}} &= (\bar{J}_{4f} - 1)^{\gamma_2} \\ \psi^{\text{int}} &= \frac{1}{(\gamma_3 + 1)g^{\gamma_3}} \left(J_4^{\gamma_3+1} + J_5^{\gamma_3+1} - \ln I_3^{(\gamma_3+1)g^{\gamma_3}} - 2g^{\gamma_3+1} \right), \\ &\text{with } \mathbf{G} = \text{diag}[1, \gamma_2^2, 0]. \end{aligned} \quad (12)$$

In the transversely isotropic terms the Macaulay brackets are used $\langle \langle \cdot \rangle \rangle = [|\cdot| + (\cdot)]/2$ which cancel out the response to compression in the fibers. The quantities $\bar{J}_{4w}$ and $\bar{J}_{4f}$ are the volume preserving part of the mixed invariants $J_{4w} = \text{tr}[\mathbf{C}\mathbf{M}_w]$ and $J_{4f} = \text{tr}[\mathbf{C}\mathbf{M}_f]$ i.e. $\bar{J}_4 = J_{4w}/I_3^{1/3}$. The mixed invariants in the interaction term based on [17] are $J_4 = \text{tr}[\mathbf{C}\mathbf{G}]$ and

Table 1. The identified and fixed model parameters.
Tabelle 1. Identifizierte und festgehaltene Modellparameter.

$\gamma_1[-]$	$\gamma_2[-]$	$\gamma_3[-]$	$\gamma_4[-]$
4	5	6	0.8111

$J_5 = \text{tr}[\text{Cof}[\mathbf{C}]\mathbf{G}]$, using the specific metric tensor $\mathbf{G} = \text{diag}[1, \gamma_4^2, 0]$. Due to the absence of yarns in the thickness direction, the correlated length in $\mathbf{G}$ is set to zero. The yarns' interaction is merely achieved through the two non-zero components of the metric tensor where the warp length is set to 1 and the fill direction length will be adjusted. The trace of the metric tensor is denoted as $g = \text{tr}[\mathbf{G}]$.

The initially identified model parameters according to the available experimental data are listed in **Table 1**. These model parameters are unit free and chosen as natural numbers except for γ_4 . The upper bounds in the identification procedure of the model parameters $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ was limited to 6 to avoid a strong sensitivity of the model response due to high exponents.

The resulting nominal stress tensor of the proposed model becomes linear in the material parameters α^i and can now be written as

$$\mathbf{P}(\boldsymbol{\alpha}, \mathbf{F}) = \alpha^{\text{iso}} \hat{\mathbf{P}}^{\text{iso}} + \alpha_w^{\text{ti}} \hat{\mathbf{P}}_w^{\text{ti}} + \alpha_f^{\text{ti}} \hat{\mathbf{P}}_f^{\text{ti}} + \alpha^{\text{int}} \hat{\mathbf{P}}^{\text{int}} + \epsilon \hat{\mathbf{P}}^{\text{vol}} \quad (13)$$

The volumetric (penalty) term's coefficient is chosen large enough to enable the nearly incompressible behavior $\epsilon = 1e6$. Thereby, only the four linear material parameters are to be adjusted to experiments which are directly associated to the stiffness of the matrix, the fibers, and the interaction. Due to the fact that the nonlinear stress equation is linear in the material parameters, unique parameters can be identified by minimizing a suitable objective function quadratic in the stresses.

2.3 Linear elastic description of woven fabrics

In the linear elastic description of tensile surfaces, which is currently considered in engineering practice, the material behavior is idealized and modeled as a two dimensional elastic membrane with orthotropic response [1]. Therefore, for the state of plane stress, this behavior is characterized with only 5 elastic constants, that is the Young's moduli in warp E_w and fill E_f directions, in-plane Poisson's ratios ν_{wf} and ν_{fw} , and the in-plane shear moduli G . In the recommended method of MSAJ [4] the stiffness constants will be adjusted to the stress-strain curves of the experimental data by introduction of an error function. The error function can either be defined in terms of the differences of the measured and the computed strains due to the known applied forces, that is

$$\varepsilon_w = \frac{n_w}{E_w t} - \nu_{fw} \frac{n_f}{E_f t} \quad \text{and} \quad \varepsilon_f = \frac{n_f}{E_f t} - \nu_{wf} \frac{n_w}{E_w t} \quad (14)$$

or in terms of the differences of the applied forces and the computed stress quantities according to the known strain fields, that is

$$n_w = \frac{E_w t}{1 - \nu_{wf}\nu_{fw}} (\varepsilon_w + \nu_{fw}\varepsilon_f) \quad \text{and} \quad n_f = \frac{E_f t}{1 - \nu_{wf}\nu_{fw}} (\varepsilon_f + \nu_{wf}\varepsilon_w) \quad (15)$$

In the above equations, ε_w and ε_f are the linearized engineering strains in the warp and fill directions. The thickness is denoted

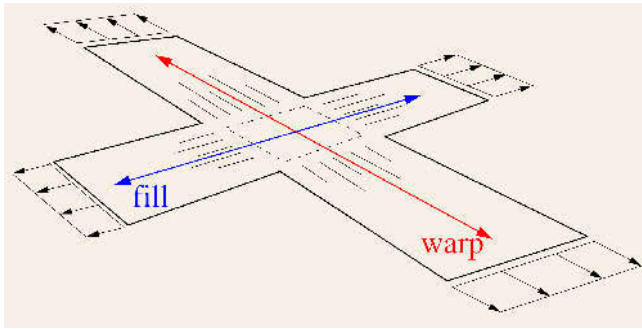


Figure 3. Schematic illustration of a cruciform membrane under tensile loading. Source: M. Motevalli et al.

Bild 3. Schematische Darstellung der Kreuzprobe für die Zugversuche
Abb.: M. Motevalli et al.

with t which is set to 1 mm. The resultant stresses are represented as n_w and n_f with a unit of force per length kN/m, that is the stress quantities are multiplied with thickness. Due to the material symmetry constraint, the following interrelation between the parameters holds

$$\frac{\nu_{wf}}{E_w t} = \frac{\nu_{fw}}{E_f t} \quad (16)$$

This reduces the number of total material constants to also 4 for the linear elastic formulation. The in-plane shear moduli can be computed through a different set of tests which are not considered here. It should be declared that for the positive-definiteness of material tangent of the linear elastic formulation, the value of the product of Poisson's ratios must be less than one, that is $\nu_{wf}\nu_{fw} < 1$, otherwise, it cannot directly be utilized in numerical simulations. This restriction usually leads to a poor representation of experimental data especially for the case of uniaxial tension tests in warp- or in fill direction. In fact, following the usual approach [1], [5], the Poisson's ratios are identified just from the biaxial loading cases data.

3 Material characteristics and experimental sets

3.1 Saturated elastic state and loading protocol

For the characterization of material behavior, the stress-strain response of a cross-shape piece of woven fabric is examined under application of force controlled uni- and biaxial cyclic loadings. The piece is cut parallel to the warp and fill yarns and thus, the tensile loads are directly brought to the yarn direction, **Figure 3**. During each loading cycle the associated directions will be maximally loaded up to 25% of the ultimate tensile strength of the direction with lower tensile strength, that is fill yarn. The load is applied on the arms of the test specimen and it is assumed that the deformation is homogeneous within a square at the middle of the fabric, far distant from the edges. Correspondingly, the stress-strain response of the fabric at this square is measured and the information will be the basis of the material characterization. The customary loading protocol is usually an adapted version of the loading pattern recommended by MSAJ [4], which is one load cycle of the loading ratios 2:1, 1:2, 1:0 and 0:1 with the intervals of three symmetric biaxial tensile loads 1:1. It is assumed that, within a good tolerance, the material behavior turns into an elastic state. However, as it was established in the studies

[2], [6], [10], the saturated elastic state of the woven fabrics may not be reached within the conventionally applied number of load cycles and indeed, the strains are still within inelastic region to a large extent. Considering a higher number of load cycles, for example up to 50 load cycles was investigated in [2], [10], proves that the realistic saturated elastic state is usually reached in about the 20th load cycle. In view of that, a loading protocol is considered here where each of the loading cases is applied 20 times to a separate virgin membrane. This was carried out owing to the fact that, in real-world situations for example a fabricated roof structure under wind load, there are specific areas in the structure which may only experience a particular load ratio. Thus, this loading protocol shall prepare/train/equip the model to capture these extreme loading conditions. For the tested glass/PTFE fabric, the maximum applied tensile load is $f_t = 20$ kN/m. The stress-strain data of loading paths of the 20th load cycle are extracted and shifted to the reference configuration according to the unloaded geometry of the membrane at the end of the 19th load cycle.

3.2 Adjustment of the material parameters

The material parameters are adjusted such that the model response becomes as close as possible to the experimental data. Thus, a proper objective function may be defined as the least-square error of the quantities computed by the mathematical model and the ones measured in the experimental data. In each experiment the stress-strain values of the applied uni- or biaxial tensile tests were measured. Therefore, the comparable quantities can be chosen either to be the computed strains of the known applied forces or the generated stress values of the prescribed known strain fields. Here, the objective function is defined as a combination of both quantities. In the case of biaxial tensile tests the measured (experimental) strain quantity is prescribed to the material model and the nominal stress tensor is computed. To ensure the plane stress state of the thin membrane the stress quantity in the thickness direction is iterated to zero following the method [25]. In the case of uniaxial tensile tests, only the measured axial strain is inserted to the mathematical model. Taking into account the applied boundary conditions, the lateral strains are computed by enforcing the transverse stress components to zero, that is via a local Newton iteration. By application of this method, the model response agrees with the applied boundary conditions and we avoid unrealistic non-zero lateral stresses generated in case of uniaxial tensile tests, for example [15]. Moreover, unlike the 2-dimensional linear elastic formulation, for the proposed 3D hyperelastic material model a full-component strain tensor is required. Consequently, by assuming an incompressible behavior of the glass/PTFE coated fabric, a pseudo experimental strain component in the thickness direction is computed.

$$\det[\mathbf{F}] \stackrel{!}{=} 1 \Rightarrow \lambda_t = \frac{1}{\lambda_w \lambda_f} \quad (17)$$

with λ_w , λ_f and λ_t being the principal stretches in warp, fill and thickness direction, respectively. The engineering strain is thereby obtained directly from the principal stretches, for example $\varepsilon_f = \lambda_f - 1$. The employed objective function is given as

$$\mathcal{L}(\tilde{\alpha}) = \sum_k \mathcal{L}_k(\tilde{\alpha}), \quad \text{with} \quad \mathcal{L}_k(\tilde{\alpha}) = \sqrt{\frac{1}{n_p} \sum_i \left(\frac{(\cdot)_i^{\text{comp}} - (\cdot)_i^{\text{exp}}}{(\cdot)_i^{\text{exp}}} \right)^2} \quad (18)$$

Table 2. The adjusted material parameters of the linear elastic and the proposed nonlinear model
 Tabelle 2. Angepasste Materialparameter des linear elastischen und des vorgeschlagenen nichtlinearen Modells

Elastic constant of linear elastic model	E_w [kN/m]	E_f [kN/m]	ν_{wf} [-]	ν_{fw} [-]
	656.94	377.81	1.0094	0.5805
Material parameters of the proposed model	α^{iso} [kN/m]	α_w^{ti} [kN/m]	α_f^{ti} [kN/m]	α^{int} [kN/m]
	0.0001	643766.68	335827.83	43.23

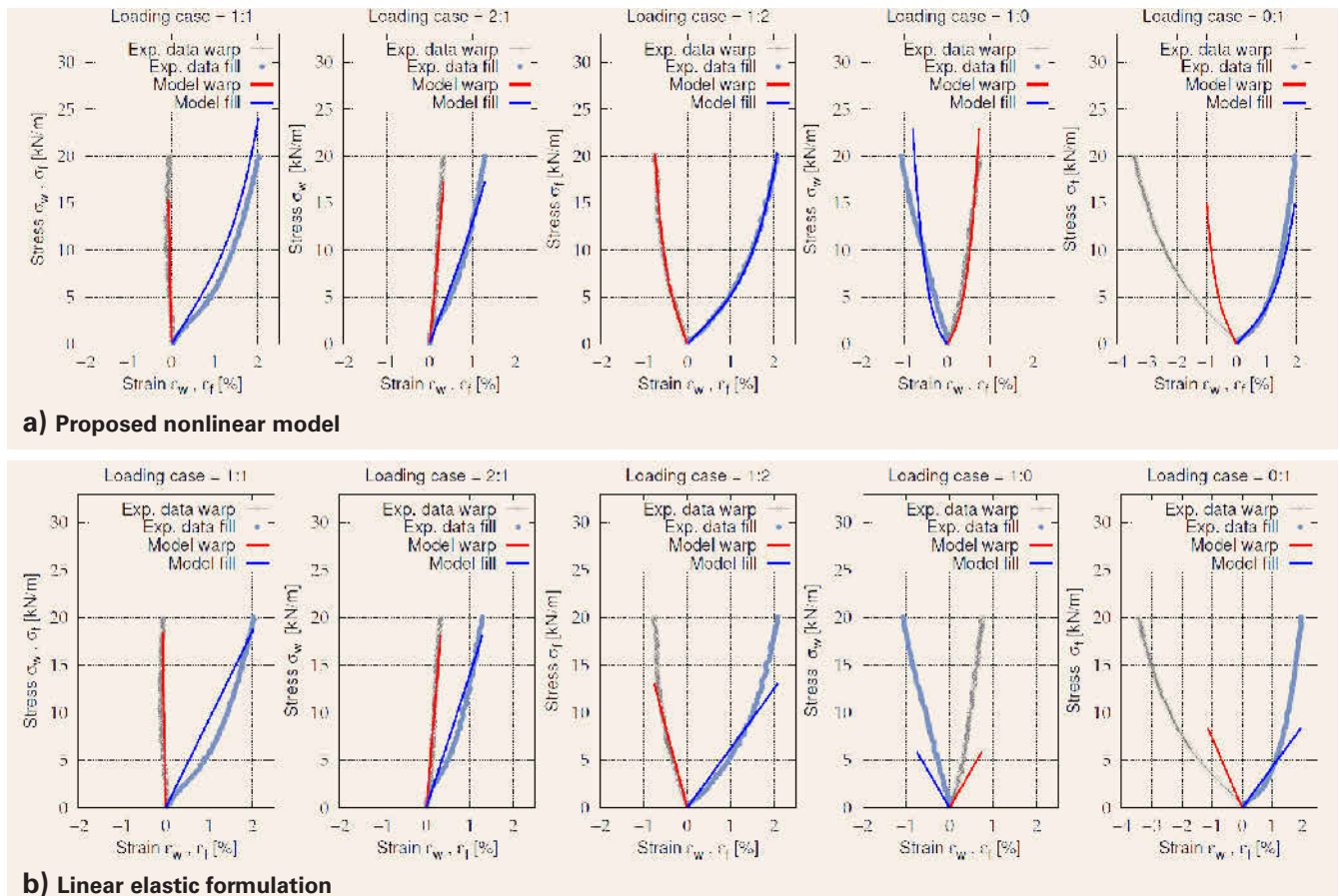


Figure 4. Representation of the experimental data and adjusted model response, a) the proposed nonlinear model, b) the linear elastic model

Source: M. Motevalli et al.

Bild 4. Darstellung der experimentellen Daten sowie der angepassten Modellantwort, a) vorgeschlagenes nichtlineares Modell, b) linear elastisches Modell.
 Abb.: M. Motevalli et al.

where comp and exp indicate the computed and the experimentally measured quantity ($\cdot$), that is axial and lateral nominal stress components of the biaxial tests and in the case of uniaxial tests the axial stress as well as the lateral strain values. The total number of measurement points is denoted with n_p . The term $\mathcal{L}_k(\tilde{\alpha})$ is defined as a summation of the squared relative error of the considered quantity k at all of the measured points of a specific test. The overall error is denoted as $\mathcal{L}_k(\tilde{\alpha})$ and computed as the summation of all least-square functional $\mathcal{L}_k(\tilde{\alpha})$. Using the global optimization toolbox of Matlab, the objective function is minimized for a specific set of the material parameters, that is

$$\alpha = \operatorname{argmin}[\mathcal{L}(\tilde{\alpha})]. \quad (19)$$

The resulting material parameters based on the described objective function of both models are listed in **Table 2**. Note that

the parameters are presented in the resultant form; that is tensile elastic constants E_w and E_f and the material parameters α are multiplied with a unit thickness $t = 1$ mm.

Figure 4 depicts the adjustment results of the stress-strain paths of the 5 loading scenarios using the proposed nonlinear orthotropic model and the linear elastic formulation. The proposed nonlinear orthotropic model shows in general a better agreement with the experimental data. Benefiting from the anisotropic metric tensor formulation, the nonlinear orthotropic model is able to capture more precisely the transverse interactions. The total error values are reported in **Table 3**. The total error of the linear elastic model is almost double the value of the proposed hyper-elastic model representing the experiments.

Table 3. The value of total error of the models fitting the experimental data.
Tabelle 3. Wert des Gesamtfehlers des Modells zu den experimentellen Daten.

Total error value $L(\alpha)$	Linear elastic model	Nonlinear orthotropic model
	2 293	1 128

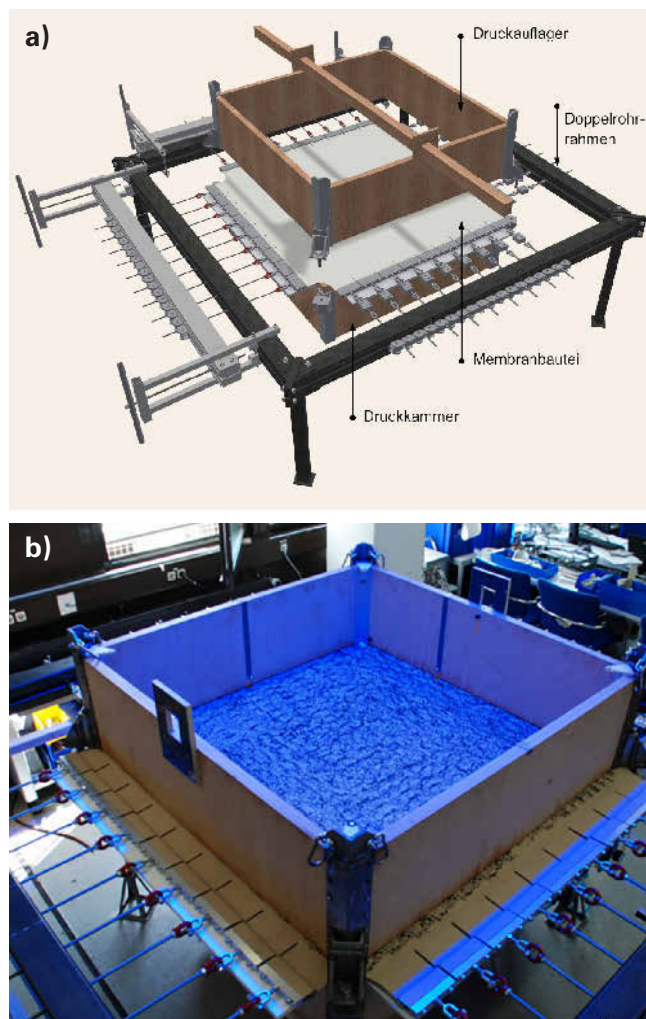


Figure 5. Pressure-chamber experimental settings, a) CAD model and b) constructed machine at the Institute for Metal and Lightweight Structures (University of Duisburg-Essen) Source: M. Motevalli et al.
Bild 5. Druckkammer-Versuchsaufbau, a) CAD Modell und b) Versuchsg r t am Institut für Metall- und Leichtbau (Universität Duisburg-Essen)
Abb.: M. Motevalli et al.

3.3 Pressure chamber test

In this section, the recently designed large-scale experimental setting [7] is presented which allows for inhomogeneous deformation experiments on the woven fabric membranes. The pressure-chamber machine was designed and built at the Institute for Metal and Lightweight Structures (University of Duisburg-Essen). The CAD model and the constructed machine are shown in **Figure 5**. With this experimental setting it is possible to test and simulate a similar situation of the everyday loading of a tensile fabric under wind or snow-weight loads.

In **Figure 5** the outer metal frame of the machine has the size of $2 \times 2 \text{ m}^2$. The span area of the internal wooden frame is $1.4 \times 1.4 \text{ m}^2$ and the deformation of the fabric, that is inside of the wooden frame and within a close distance outside of the wooden frame, is measured. Digital Image Correlation (DIC) is utilized to measure the deformations via following the movement of the randomly applied texture on the surface, see **Figure 5b**.

For the test, the large membrane is placed at the center of the setting above the lower wooden frame. The arms edges of the membrane are equally cut into 9 pieces and each piece is clamped with a fixture system connected the metal frame. On the two adjacent sides of the setting, between the clamps and the metal frame, on each of the connector a force measurement tool is installed in order to measure the reaction force at the boundaries in warp and fill directions, see **Figure 5a**. On the other two sides of the machine, out of the metal frame, two large handles are installed which are directly linked via extension rods to the clamps. With the help of these two handles it is possible to bring the pre-conditioning loads on the fabric. Before applying the pressure force, the upper wooden frame is screwed to the lower frame in order to restrain additional undesired movement of the membrane. The pseudo pressure load is brought to the surface by sucking the air from the lower sealed chamber. During the application of pressure-load the deformation of membrane and the yielded reaction forces are measured via DIC and the force measurement devices, respectively. For further details of the machine see [7].

4 Validation of the model in structural engineering problems

The accuracy and robustness of the proposed nonlinear orthotropic model in the numerical simulation of thin structures are investigated in this section. Subsequently, the proposed model is implemented as a general user material subroutine, that is UMAT, in the commercial finite element analysis software Abaqus/CAE. In the considered numerical examples the fabric surface is discretized using shell elements S4R. The material tangent and the stress tensor are modified for the state of plane stress via a local Newton iteration at each integration point [26]. The material parameters used in the simulations are the adjusted ones listed in Table 1 and Table 2. Using shell elements and the UMAT subroutine of Abaqus, it is required to prescribe the transversal shear stiffness, therefore, the value is chosen relatively small and set to 5 kN/m . Note that this parameter can be rather arbitrarily chosen since the bending stiffness can be considered negligibly small due to the very thin structure. As the first example, the behavior of the considered glass/PTFE fabric in the presented pressure chamber test is simulated. It is investigated if the proposed model successfully describes the fabric behavior in an inhomogeneous deformation experiment. In the second example, a more complex geometry of a roof structure is taken into account which allows the prediction/detection of the possible wrinkles that may occur in tensile structures. That actually motivates the usage of shell elements although the bending stiffness of technical membranes is low.

4.1 Pressure chamber in numerical simulation

For a simplified but accurate numerical simulation of the presented large-scale test it is essential to take into account all ef-

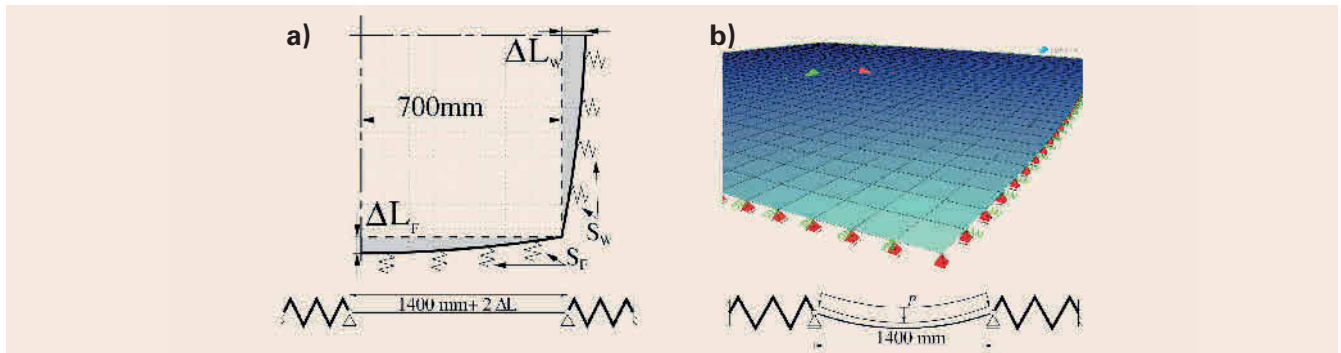


Figure 6. Corrected geometry at reference state and the used spring elements *Source: M. Motevalli et al.*

Bild 6. Korrigierte Geometrie in der Referenzkonfiguration und die verwendeten Feder-Elemente *Abb.: M. Motevalli et al.*

fective parameters during the experiment. The membrane is clamped on the arms with the system shown in Figure 5 and placed between the two wooden frames. The upper and lower wooden frames are screwed to each other on the corner nodes and are fixed at this position. The edges of the wooden frames which are in a direct contact with the membrane are lubricated such that they allow for a frictionless movement of the membrane between the two edges. The air is sucked through a hole in the lower wooden frame to bring a pressure-like force to the surface. By taking into account the dimensions of the tested membrane and the magnitude of an actual tensile structure, for example a large roof under snow weight-force, the maximum pressure load in the experiment is chosen as $P = 11.8 \text{ KN/m}^2$ to simulate a realistic high membrane stress.

During the loading phase it was observed that, although the membrane in fully clamped, some part of the membrane outside of the wooden box slides inside the lower chamber. This undesired deformation can however be measured with the DIC system and the effect coming from that can be added to the model in the numerical simulation. The original span of the fabric inside the box at the unloaded state is $1400 \times 1400 \text{ mm}^2$. At the maximum pressure load it was measured that almost $\Delta L_w = 11 \text{ mm}$ from each side perpendicular to the warp direction slid into the box. Analogously, $\Delta L_f = 7 \text{ mm}$ was recorded for the fill direction. Consequently, the geometry of membrane at the reference state in the numerical simulation was corrected by adding these areas to the undeformed geometry, **Figure 6**. Furthermore, due to the sliding effect, it would be unrealistic to fully clamp the edges of the membrane in the simulation. As a result, the movement of the

membrane's boundaries in the sliding directions is controlled by utilizing spring elements as a replacement of the observed phenomena, **Figure 6**. The stiffness of the springs in warp and fill directions should be adjusted such that at the full pressure load the added parts, that is ΔL_f and ΔL_w , enter completely the wooden box and the distance between to the two opposite edges equals the original length of 1400 mm .

Figure 7 shows the measured and the computed quantity, using the adjusted proposed model, of the experiment, that is the out-of-plane displacement. The spring stiffness values for the warp and fill directions were accordingly chosen as $S_w = 69 \text{ N/m}$ and $S_f = 68 \text{ N/m}$. The maximum out-of-plane displacement of the membrane at the middle point was recorded as $u_z = 124.1 \text{ mm}$ where in the numerical simulation this is computed as $u_z = 121 \text{ mm}$ with almost 2.5 % error.

4.2 Roof structure

In the second example of numerical simulations in Abaqus, an initially curved large roof structure is considered. This problem may assess the numerical robustness of the proposed polyconvex orthotropic model considering a more complex geometry. It should be mentioned that the proposed polyconvex model does not require any dynamic regularization methods and the simulation is carried out in static analysis. The applied boundary conditions are depicted in **Figure 8**. The thickness of the roof material is $t = 0.5 \text{ mm}$. The roof is 1500 mm tall and the maximum distance between the two opposite legs is 4000 mm . The upper ring diameter is 600 mm . As shown in **Figure 8** the warp yarns link

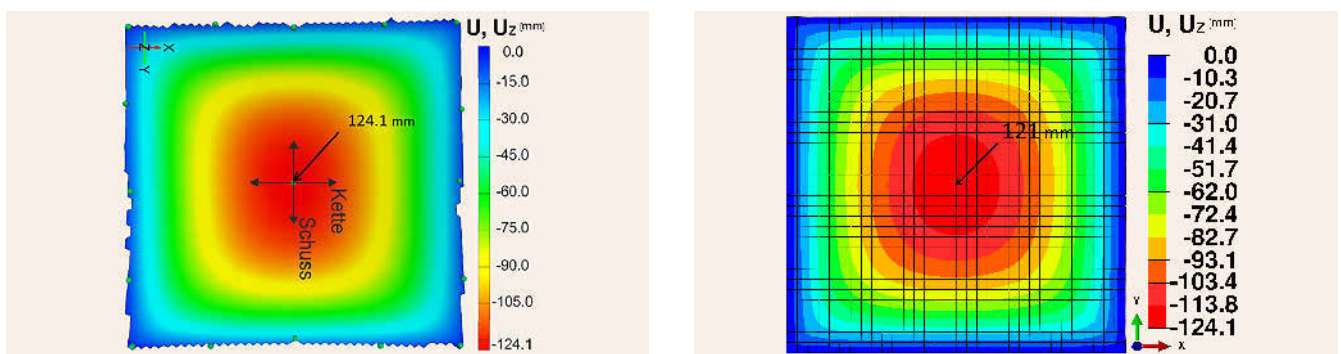


Figure 7. Comparison of displacement field, measured with DIC (left), computed by the proposed model (right) *Source: M. Motevalli et al.*

Bild 7. Vergleich der Verschiebungsfelder, mittels DIC gemessene Verteilung (links), berechnete Verteilung auf Basis des vorgeschlagenen Modells (rechts) *Abb.: M. Motevalli et al.*

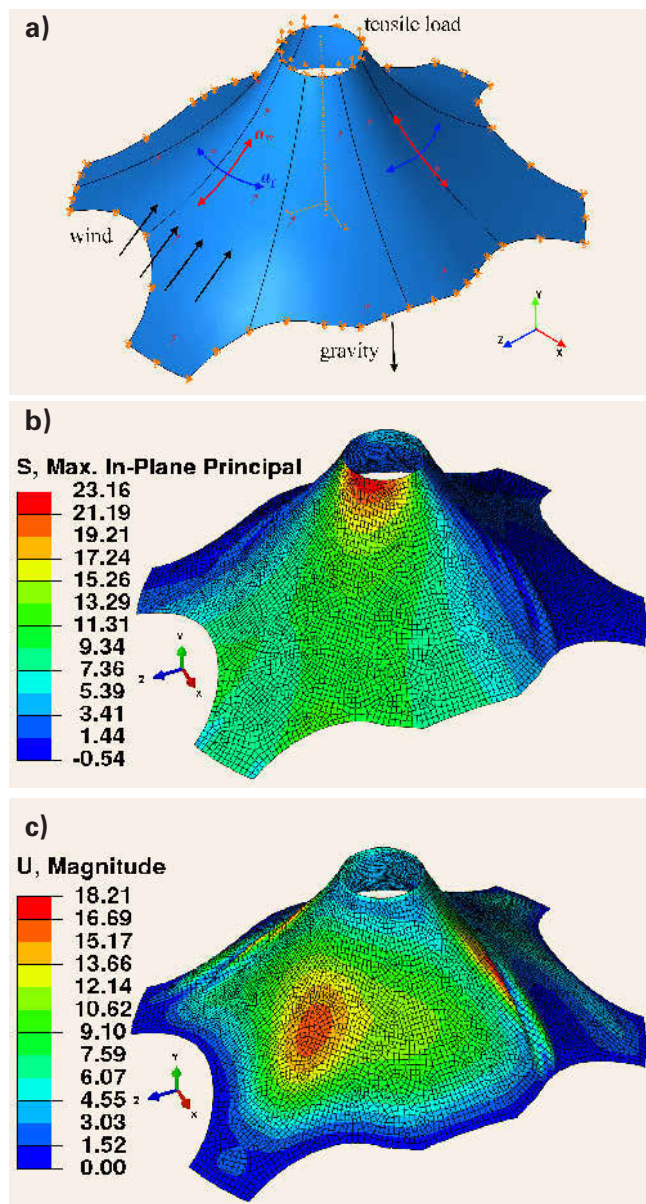


Figure 8. a) Applied boundary conditions on the roof structure, b) maximum in-plane principal stress distribution, and c) magnitude of displacements. Source: M. Motevalli et al.

Bild 8. a) Randbedingungen der Dachstruktur, b) maximale Hauptspannungen in der Membranebene und c) Betrag der Verschiebungsvektoren. Abb.: M. Motevalli et al.

the bottom edge to the upper ring. The fill yarns are situated orthogonal to the warp yarns. According to the designed geometry and the applied boundary conditions, any kind of loading ratios may occur in this example.

In general applications and during the installation of tensile fabrics, the membrane is usually pre-tensioned to activate the in-plane stiffness. Accordingly, as the first step, the upper ring of the roof is pulled 5 mm in the Y direction by fixating the displacement degrees of freedom in X and Z directions. In the second step, the roof is loaded with the gravity force where the density of fabric is set to $\rho = 1 \text{ E} - 6 \text{ kg/mm}^3$. As an everyday loading situation, the roof undergoes a wind load of $F_{\text{wind}} = 2.4 \text{ kN/m}^2$ from the depicted direction in Figure 8. The resulting Cauchy stress and the displacement magnitude are shown in Figure 8. As

it is expected the maximum displacement is observed at the middle belt of the roof directly affected by the wind load. The maximum stress values are concentrated at the upper ring on the side which is in the direction of the wind load. The model was also able to detect the possible regions in which wrinkles might occur. Note that here a shell element is considered in contrast to engineering practice where membrane elements are often used and thus, the identified wrinkles are meaningful.

As the classical task to the engineer, the generated wrinkles in the structure could be controlled by considering different orientation of yarns in different consisting pieces of the roof, that is different cutting patterns like in [11], [1].

5 Conclusion

In this paper we proposed a new polyconvex orthotropic hyperelastic model for the geometrically nonlinear simulations of tensile membrane structures. The material model is an extension of the proposed smooth polyconvex model in [10]. Accordingly, the model is simplified and became more practical by reduction of the orthotropic terms into only one interaction term. In the formulation of the orthotropic term the notion of anisotropic metric tensors was employed. Thereby, unlike the classical non-polyconvex multiplicative orthotropic terms, the formulation remains polyconvex and still allows for the strong crosswise interactions, that is the crimp interchange effect. By constructing a polyconvex formulation the existence of minimizers and material stability is a priori guaranteed [27], [10].

The role of the individual parameters in the model was studied and the final form of the model consists of only eight parameters, that is four model parameters γ and four material parameters α . Following the proposed method in [23] the model parameters γ are initially identified capturing the nonlinearity of the provided experimental data. Once the model parameters are identified they remain unchanged and the material parameters are adjusted to fit the stress-strain paths of all five loading scenarios simultaneously. The number of load cycles was increased to 20 in order to reach the saturated elastic state of woven fabrics [6]. Each loading scenario was applied on a separate virgin cruciform membrane of the same fabric material. This may prepare the model for the extreme cyclic loading cases which might happen at specific points of a structure under a same loading. In the parameter adjustment phase, unlike the commonly used method for the linear elastic models [4], the lateral contraction of the uniaxial tensile tests was not neglected. Thereby, the models can capture the in-plane interactions. According to the error value of the utilized objective function, the nonlinear model fits the experimentally measured stress-strain paths significantly better than the linear elastic formulation.

The newly proposed large-scale pressure chamber experiment [7] was presented and employed for the validation of the proposed material model. By implementation of the proposed model as user material subroutine in Abaqus/CAE and taking into account the actual boundary conditions, that is sliding of the material and placement of springs at the boundaries, the adjusted model was able to accurately simulate the inhomogeneous deformation of the membrane under pressure load. The maximum deflection of the middle point of the membrane was captured with 2.5 % deviation from the measured value. This also demonstrates that the information obtained from the homogenous biaxial tests using

the proposed loading protocol can effectively lead to a predictive description of the behavior of technical membranes in real engineering applications.

Moreover, the numerical robustness of the nonlinear material model was tested in a simulation of an arbitrarily shaped, large-scale roof structure. The material model, without suffering from any numerical issues, converged quadratically in the Newton iteration. The proposed model was also able to detect potential wrinkles resulting from the chosen orientation of yarns. The proposed model, using the method of identification of model parameters in [23], with only four material parameters can be an attractive candidate for engineering applications. The proposed orthotropic model was able to improve the precision of representation of the experimental data by 100 % compared to a linear elastic formulation. The model works robustly in structural simulations and can be employed with commercial finite element analysis software without problems.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors appreciate financial funding from the German Science Foundation (Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG), projects BA2823/10–1, STR482/5–1.

Literature

- [1] Uhlemann, J.: Elastic constants of architectural fabrics for design purposes. Dissertation, Schriftenreihe Institut für Metall- und Leichtbau, Universität Duisburg-Essen, Band 3, Shaker Verlag, Aachen, 2016.
- [2] Motevalli, M.; Balzani, D.; Uhlemann, J. et al.: On the Modeling of Textile Membranes with Nonlinear Anisotropic Material Behavior. In: PAMM 17 (2017), Heft 1, S. 433-434.
- [3] Dinh, T. D.; Rezaei, A.; Daelemans, L. et al.: A hybrid micro-meso-scale unit cell model for homogenization of the nonlinear orthotropic material behavior of coated fabrics used in tensioned membrane structures. In: Composite Structures, Vol. 162 (2017), pp. 271-279.
- [4] MSAJ: Testing method for elastic constants of membrane materials. MSAJ/M-02–1995, 1995.
- [5] Bridgens, B. N.; Gosling, P. D.: Interpretation of results from the MSAJ "Testing Method for Elastic Constants of Membrane Materials". In: Bögner-Balz, H.; Mollaert, M. (Hrsg.): Tensinet Symposium 2010 – Tensile architecture : connecting past and future, 16-18 September 2010, UACEG, Sofia. University of architecture, civil engineering and geodesy, Tensinet, Sofia, 2010.
- [6] Uhlemann, J.; Balzani, D.; Stranghöner, N. et al.: Saturation behaviour and load-induced thickness change of woven glass fibre fabrics. In: 8th International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures – STRUCTURAL MEMBRANES 2017 (2017).
- [7] Uhlemann, J.; Stranghöner, N.: Experimentelle Simulation von ebenen Membranbauteilen unter Flächenlast zur Validierung von Materialmodellen. In: Stranghöner, N.; Uhlemann, J. (Hrsg.): Essener Membranbau Symposium 2018. Shaker, Aachen, 2018, S. 31-61.
- [8] Gade, J.; Kemmler, R.; Bischoff, M.: Advanced approaches for analysis and form finding of membrane structures with finite elements. In: 8th International Conference on Textile Composites and Inflatable Structures – STRUCTURAL MEMBRANES 2017 (2017), pp. 275-286.
- [9] Pargana, J. B.; d. Lloyd-Smith; Izzuddin, B. A.: Advanced material model for coated fabrics used in tensioned fabric structures. In: Engineering Structures, Vol. 29 (2007), Iss. 7, pp. 1323-1336.
- [10] Motevalli, M.; Uhlemann, J.; Stranghöner, N. et al.: Geometrically nonlinear simulation of textile membrane structures based on orthotropic hyperelastic energy functions. In: Composite Structures, Vol. 223 (2019).
- [11] Schröder, J.; Balzani, D.; Stranghöner, N. et al.: Membrane structures with a nonlinear anisotropic material behavior – Aspects of material testing and numerical simulation. In: Bauingenieur 86 (2011), Heft 9, S. 381-389.
- [12] Balzani, D.; Gruttmann, F.; Schröder, J.: Analysis of thin shells using anisotropic polyconvex energy densities. In: Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 197 (2008), Iss. 9-12, pp. 1015-1032.
- [13] Schröder, J.; Neff, P.: Invariant formulation of hyperelastic transverse isotropy based on polyconvex free energy functions. In: International Journal of Solids and Structures, Vol. 40 (2003), Iss. 2, pp. 401-445.
- [14] Reese, S.; Raible, T.; Wriggers, P.: Finite element modelling of orthotropic material behaviour in pneumatic membranes. In: International Journal of Solids and Structures, Vol. 38 (2001), Iss. 52, pp. 9525-9544.
- [15] Colasante, G.: Tensile structures: biaxial testing and constitutive modelling of coated fabrics at finite strains. Milano, DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE, PhD Thesis, 2014.
- [16] Reese, S.: Meso-macro modelling of fibre-reinforced rubber-like composites exhibiting large elastoplastic deformation. In: International Journal of Solids and Structures, Vol. 40 (2003), Iss. 4, pp. 951-980.
- [17] Schröder, J.; Neff, P.; Ebbing, V.: Anisotropic polyconvex energies on the basis of crystallographic motivated structural tensors. In: Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 56 (2008), Iss. 12, pp. 3486-3506.
- [18] Ball, J. M.: Convexity conditions and existence theorems in nonlinear elasticity. In: Archive for Rational Mechanics and Analysis, Vol. 63 (1977), pp. 337-403.
- [19] Spencer, A. J. M.: Theory of Invariants. In: Mathematics. Elsevier, 1971, pp. 239-353.
- [20] Boehler, J.-P.: A Simple Derivation of Representations for Non-Polynomial Constitutive Equations in Some Cases of Anisotropy. In: ZAMM – Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik 59 (1979), Heft 4, S. 157-167.
- [21] Ebbing, V.; Balzani, D.; Schröder, J. et al.: Construction of anisotropic polyconvex energies and applications to thin shells. In: Computational Materials Science, Vol. 46 (2009), Iss. 3, pp. 639-641.
- [22] Menzel, A.; Steinmann, P.: On the Comparison of Two Strategies to Formulate Orthotropic Hyperelasticity. In: Journal of elasticity and the physical science of solids, Vol. 62 (2001), Iss. 3, pp. 171-201.
- [23] Perotti, L. E.; Ponnaluri, A. V. S.; Krishnamoorthi, S. et al.: Method for the unique identification of hyperelastic material properties using full-field measures. Application to the passive myocardium material response. In: International journal for numerical methods in biomedical engineering, Vol. 33 (2017), Iss. 11.
- [24] Hartmann, S.; Neff, P.: Polyconvexity of generalized polynomial-type hyperelastic strain energy functions for near-incompressibility. In: International Journal of Solids and Structures, Vol. 40 (2003), Iss. 11, pp. 2767-2791.
- [25] Klinkel, S.; Govindjee, S.: Using finite strain 3D-material models in beam and shell elements. In: Engineering Computations, Vol. 19 (2002), Iss. 3, pp. 254-271.
- [26] Klinkel, S.; Govindjee, S.: Using finite strain 3D material models in beam and shell elements. In: Engineering Computations, Vol. 19 (2002), Iss. 3, pp. 254-271.
- [27] Schröder, J.; Neff, P.; Balzani, D.: A variational approach for materially stable anisotropic hyperelasticity. In: International Journal of Solids and Structures, Vol. 42 (2005), Iss. 15, pp. 4352-4371.



Mehran Motevalli, M.Sc.

mehran.motevalli@rub.de
Ruhr University Bochum
Chair of Continuum Mechanics
Universitätsstr. 150, 44801 Bochum

Abb.: Haresh

Dr.-Ing. Jörg Uhlemann

joerg.uhlemann@uni-due.de

Prof. Dr.-Ing. Natalie Stranghöner

natalie.stranghoener@uni-due.de

Duisburg-Essen University
Institute for Metal and Lightweight Structures
Universitätsstr. 15, 45414 Essen

Prof. Dr.-Ing. Daniel Balzani

daniel.balzani@rub.de
Ruhr University Bochum
Chair of Continuum Mechanics
Universitätsstr. 150, 44801 Bochum

Eine Brücke aus Papier – ein Projekt für Studierende des Bauingenieurwesens

J. Lange, A. von der Heyden, U. Knaack, E. Kanli

ZUSAMMENFASSUNG Im Rahmen eines Projektes für Master-Studierende des Bauingenieurwesens an der TU Darmstadt wurde im Wintersemester 2018/2019 eine sechs Metern weit spannende Brücke entworfen, geplant und gebaut. Die Studierenden mussten hierzu einen Brückentypus finden, der für das Bauen mit Papier geeignet ist, Querschnitt und Aussteifung entwickeln und optimieren sowie die Tragfähigkeit nachweisen, wobei auch experimentelle Methoden anzuwenden waren. Abschließend wurde die Brücke hergestellt und montiert. Außer Papier, Pappe und Klebstoff waren keine weiteren Werkstoffe zugelassen.

STICHWÖRTER

Studium, Brückenbau, Papier

A bridge built of paper – a project for civil engineering students

ABSTRACT Within the master-course “civil engineering” at TU Darmstadt a project has to be carried out. In the winter term 2018/2019 this was the design and fabrication of a bridge spanning six meter and made entirely from paper. Students had to find bridge types suitable for the use of paper, develop and optimise cross-sections and bracing systems and furthermore proof the load bearing capacity. This included the use of experimental methods explicitly. Finally the bridge had to be erected crossing a little creek. No other material than paper, cardboard and glue were allowed.

1 Projekt im Master-Studium

Bei der Einführung des Master-Studiums im Rahmen der Bologna-Reform wurde im Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften an der TU Darmstadt im ersten Semester ein Studien-Projekt installiert. Hiermit sollen verschiedene Ziele erreicht werden:

- Anwendung von im Bachelor-Studium erworbenen Kenntnissen und Fähigkeiten,
- Zusammenführung von Einzeldisziplinen aus dem Bachelor-Studium, um die Zusammenhänge zu erkennen,
- Vertiefung der Fähigkeit wissenschaftlich zu arbeiten,
- Integration von Bachelor-Absolventen anderer Hochschulen in studentische Arbeitsgruppen,
- Möglichkeit zum persönlichen Kontakt mit Professoren und Professorinnen im Rahmen einer Lehrveranstaltung, nachdem im Bachelor-Studium in der Regel Großveranstaltungen vorherrschen,
- Vertiefung der am Beginn des Bachelor-Studiums erworbenen Fähigkeiten hinsichtlich strukturierter Gruppenarbeit, Dokumentation und Präsentation (siehe hierzu auch [1] und [2]).

Prinzip der jährlich im Wintersemester angebotenen Projekte ist die Zusammenarbeit von mindestens drei Professoren aus mindestens zwei unterschiedlichen Fachrichtungen bei der Entwicklung der Aufgabenstellung und der semesterbegleitenden Betreuung. Dazu sollte ein lokaler Bezug kommen, das heißt es sollte eine Aufgabenstellung entwickelt werden, die zumindest theoretisch vor Ort umgesetzt werden kann oder ein vor Ort bekanntes Problem löst. Um die Größe der Arbeitsgruppen überschaubar zu halten, werden jährlich vier bis fünf Projekte angeboten, wodurch den Studierenden eine Schwerpunktsetzung entsprechend ihrer fachlichen Studienorientierung ermöglicht wird. In der Re-

gel führt dies pro Aufgabe zu vier bis sechs Studierendengruppen à fünf bis sieben Mitgliedern.

2 Aufgabenstellung Papierbrücke

Im Wintersemester 2018/2019 wurde unter anderem ein Projekt zum Bau einer Brücke aus Papier durchgeführt. Als Randbedingung war der Ort zur Überquerung des Darmbachs auf dem Gelände des Botanischen Gartens der TU Darmstadt gegeben. Aus der Topologie vor Ort ergab sich eine Spannweite von knapp sechs Metern. Der Standort ist in **Bild 1** dargestellt. Als Beanspruchung wurden die drei betreuenden Professoren, also circa drei Kilonewton, vorgegeben. Für den Bau durften nur Papier, Pappe und Klebstoff verwendet werden.

Das Projekt war in drei Phasen gegliedert. Phase 1 umfasste eine Recherche zu den Themen „Bauen mit Papier“ und „geeignete Brückentypen“. Papier als Werkstoff wurde unter anderem gewählt, weil die Studierenden hierzu aus dem Bachelor-Studium keinerlei Kenntnisse hatten, sich also grundsätzlich mit diesem Material auseinandersetzen mussten, und keine Anknüpfungspunkte zu bereits in früheren Fachvorlesungen (z.B. Stahlbau, Massivbau, Holzbau, Werkstoffwissenschaften) behandelten Vorgaben hatten. Infolgedessen waren gute Voraussetzungen für eine wissenschaftliche Bearbeitung gegeben. So mussten zum Beispiel Grundlagen zum Materialverhalten erarbeitet werden, wofür auch experimentelle Methoden einzuplanen waren. Darüber hinaus lieferten Beiträge aus der aktuellen Forschung zur Verwendung von Papiermaterialien im Bauwesen, die von den beiden für dieses Projekt kooperierenden Fachgebieten zur Verfügung gestellt wurden, den Studenten hilfreiche Einblicke.

Ziel von Phase 1 war die Entwicklung von je Gruppe drei verschiedenen Lösungsvarianten, die sich sowohl hinsichtlich des

Brückentyps als auch hinsichtlich des Materialeinsatzes unterscheiden mussten. Als mögliche Halbzeuge wurden von den Betreuern Papierbögen (Altpapier oder neuwertiges Material), Wellpappe, Papprohre und Papierseile vorgestellt. Die am häufigsten präsentierten Brückentypen waren Vollwand- und Fachwerkträger sowie Bögen. Es wurden auch unterspannte Brücken und Schrägseilbrücken gezeigt.

Mit jeder Gruppe wurde im Rahmen eines Seminargesprächs eine Vorzugsvariante bestimmt, sodass zu Beginn von Phase 2 sechs verschiedene Brücken zur vertieften Bearbeitung vorlagen. Nun mussten die Brückenquerschnitte weiterentwickelt werden. Auch erste konstruktive Details waren zu entwerfen und Vorbe-messungen waren durchzuführen, um die Baubarkeit zu belegen. Am Ende der 2. Phase stand ein Workshop mit allen Teilnehmern. Hier musste jeder Gruppe in einer kurzen Präsentation und anhand von Modellen (zwei Beispiele davon sind in **Bild 2** gezeigt) ihre Vorzugsvariante vorstellen und dabei mögliche Vor- und Nachteile benennen. Zum Abschluss dieses Workshops wurde im Plenum die zu bauende Endvariante festgelegt.

Sowohl für Phase 1 als auch für Phase 2 standen vier Wochen zur Verfügung, wobei das Modul mit sechs CP (bzw. vier SWS) im Studienplan steht.

Mit Beginn der dritten Phase wurden die sechs Gruppen in folgende Fachrollen aufgeteilt: „Materialbewertung + Werkstoffprüfung“, „Tragfähigkeitsnachweise“, „FEM-Berechnungen + Prüfung der Tragfähigkeitsnachweise“, „Vorfertigung“, „Montage“, „Koordination, Organisation und Dokumentation“. Circa acht Wochen nach dieser Einteilung erfolgte die Montage.

3 Bau der Brücke

3.1 Konstruktion

Für die Brücke wurden zwei Hauptträger mit Gurten aus Hartpapierhüllen ($d = 140 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$) und Stegen aus Wellpappe ($t = 28 \text{ mm}$, vier Lagen einer zweiwelligen Wellpappe Typ BC) geplant (**Bild 3** bis **Bild 5**). Die Verbindung des Steges zu den Gurten erfolgte mittels Verzahnung und Verleimung. Hierzu bekamen die Rohre 200 mm lange Schlitze denen 150 mm lange ungestörte Bereiche folgten, sodass sich 17 Verzahnungen ergaben (**Bild 6**). Eine Verleimung erfolgte sowohl auf den Oberseiten der Zähne im Kontakt zur Rohrrinnenwandung als auch am Kontakt zwischen Rohraußenseite und Steg. Zur Lagesicherung und Verstärkung wurden Steg und Gurte noch mit Graupappe ($t = \text{ca. } 1 \text{ mm}$) verbunden. Zur Verleimung wurde ein wasserfester Weißleim (D3 Dispersionsklebstoff) verwendet. Der Leimauftrag erfolgte mit Rollen und Pinseln.

Da die Hartpapierhüllen nur mit einer maximalen Länge von 2 600 mm lieferbar waren, musste noch ein Rohrstoß entwickelt werden. Hierzu wurden 400 mm lange Rohre mit einem Außendurchmesser von 120 mm über eine Länge von jeweils 200 mm in die zu verbindenden Rohre eingeleimt. Um die Schubweiterleitung an den Trägerstößen zu gewährleisten, wurden Stegpflaster aus Wellpappe mit den Wellpappen der Hauptträgerstege beidseits der Stöße verklebt (**Bild 3**).

Als Sekundärträger wurden im lichten Abstand von 340 mm bis 390 mm halbierte Hartpapierhüllen ($d = 140 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$, $l = 1\,000 \text{ mm}$) auf die Obergurte geleimt. Sie trugen eine 30 mm dicke kaschierte Wabenplatte als ebenen, begehbaren Belag (**Bild 4**).



Bild 1. Standort Abb.: A. Becker

Fig. 1. Location Source: A. Becker



Bild 2. Ausgewählte Brückenmodelle am Ende von Phase 2

Abb.: J. Lange et al.

Fig. 2. Models chosen after phase 2 Source: J. Lange et al.

Die Queraussteifung des Querschnitts erfolgte durch Schotte aus Wellpappe (drei Lagen zweiwelliger Wellpappe, Typ BC) in den Auflagerbereichen und in den Bereichen der Trägerstöße. Die Schotte wurden gemäß **Bild 5** mit Kantenschutzwinkeln (Kantenlänge 50 mm, Dicke 4 mm) beidseitig beklebt. Um die Wirksamkeit der Schotte sicherzustellen, wurden sie nicht nur mit den Hauptträgern verleimt sondern auch mit den Hauptträgern verspannt, indem Seile aus verdrehtem Papier (Durchmesser ca. 15 mm) um die Hauptträger herum geführt wurden. Die Seile wurden über einen Knebel vorgespannt.

3.2 Experimentelle und numerische Untersuchungen

Neben vereinfachten Handrechnungen wurden experimentelle und numerische Analysen von einzelnen Werkstoffen und Bauteilen durchgeführt. Experimentelle Untersuchungen sollten eine be-

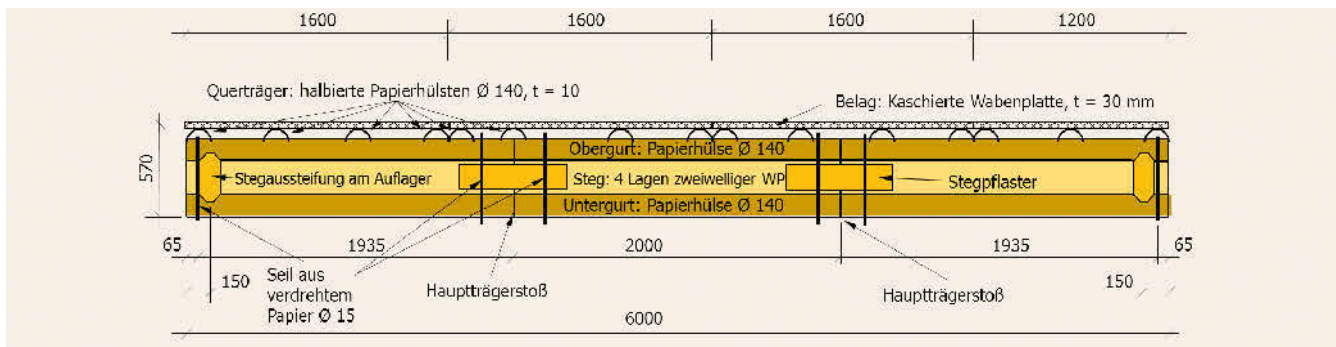


Bild 3. Seitenansicht der Brücke Abb.: J. Lange et al.
Fig. 3. View of the bridge Source: J. Lange et al.

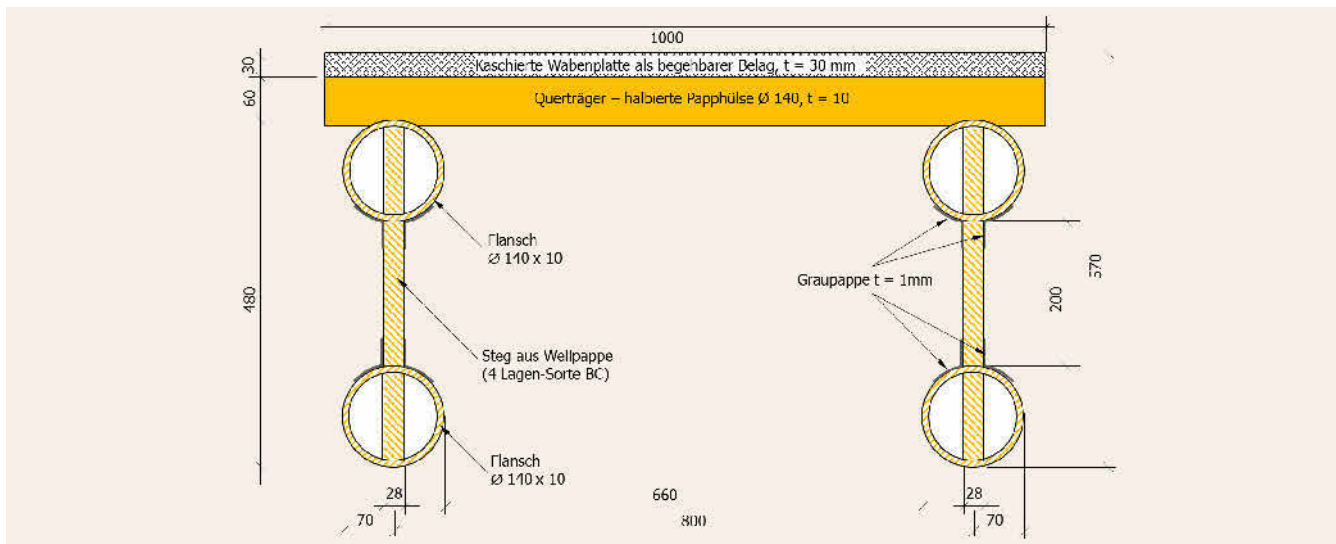


Bild 4. Regelquerschnitt Abb.: J. Lange et al.
Fig. 4. Section Source: J. Lange et al.

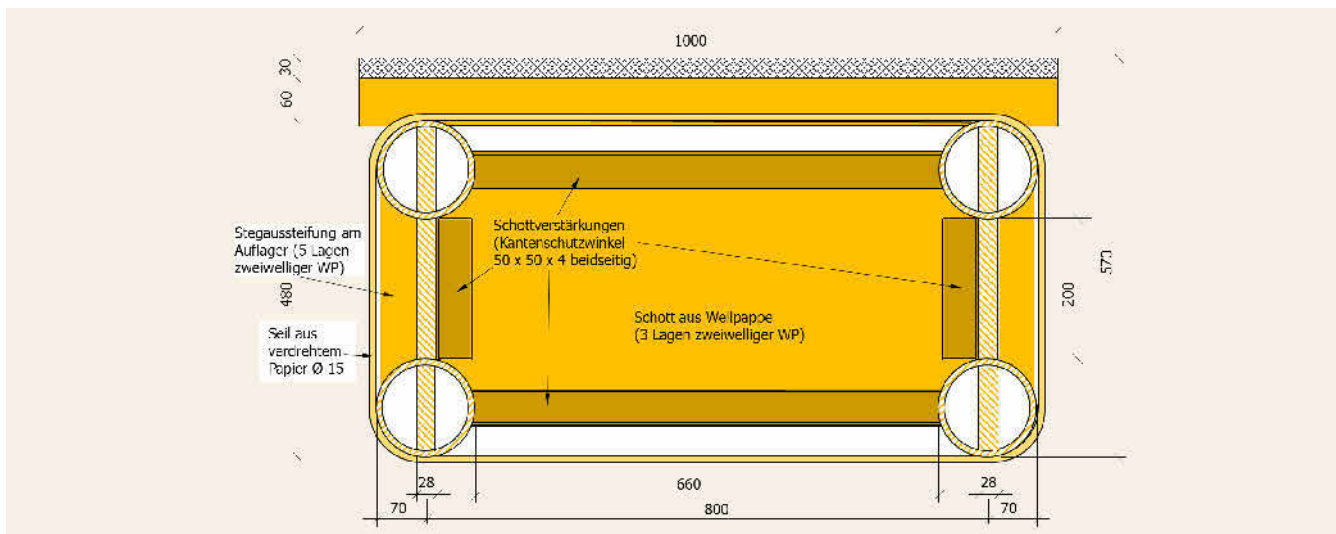


Bild 5. Querschnitt mit Querschott und Stegaussteifung im Auflagerbereich Abb.: J. Lange et al.
Fig. 5. Section showing stiffeners at the bearing Source: J. Lange et al.

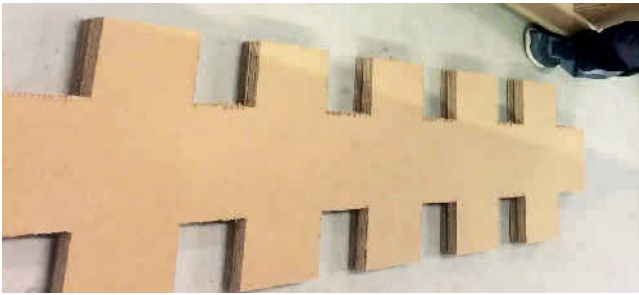


Bild 6. Hauptträger: Stege aus Wellpappe (a) und Gurte aus Papierhülsen (b)
Abb.: F. Rieß
Fig. 6. Main girder made of corrugated cardboard (a) and flanges from cardboard tubes (b) Source: F. Rieß

sonders wichtige Rolle spielen. So wurde zum Beispiel die Schubverzahnung zwischen Steg und Rohrgurten für die auszuführende Variante getestet (**Bild 7**).

Bereits in Phase 2 bestand die Möglichkeit, Bauteile herzustellen und deren Tragfähigkeit experimentell zu bestimmen, was zum Beispiel für den Rohrstoß genutzt wurde (**Bild 8**). Hier zeigte sich, dass die gewählte Verbindung mit dem eingeklebten, kleineren Rohr so tragfähig ist, dass es zum Versagen des Querschnitts im Bereich der Lasteinleitung kam bevor die Klebefuge versagte (Traglast 32 kN).

Auch der begehbare Belag aus kaschierten Wabenplatten wurde experimentell untersucht, um die Steifigkeiten und Festigkeiten für Biege- und Schubbeanspruchungen kennen zu lernen. Die Ergebnisse dienten als Eingangsparameter für numerische Berechnungen an verschiedenen statischen Systemen (**Bild 9**).

3.3 Vorfertigung

Es zeigte sich im Rahmen der Detailplanung, dass die Brücke leicht genug für eine Montage des gesamten Bauwerks war. Da-

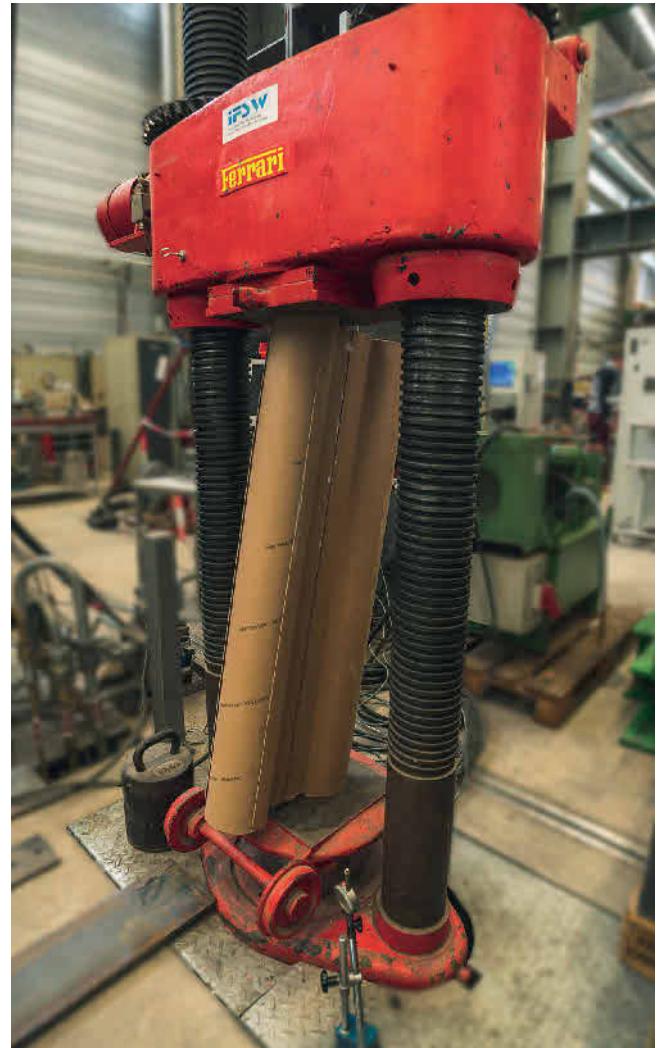


Bild 7. Versuchsaufbau – Schubversuch Abb.: J. Rau
Fig. 7. Shear test of web to flange connection Source: J. Rau



Bild 8. Experimentelle Tragfähigkeitsbestimmung des Rohrstoßes
Abb.: F. Rieß
Fig. 8. Test of compressive strength of a tube connection
Source: F. Rieß

durch konnte vermieden werden, bei feuchtem Winterwetter auf der Baustelle Klebverbindungen herzustellen.

Für die verschiedenen Zuschnitte wurden Schablonen gefertigt, um die Passgenauigkeit zu gewährleisten (**Bild 10**). So musste zum Beispiel bei den Schlitten in den Rohren darauf ge-

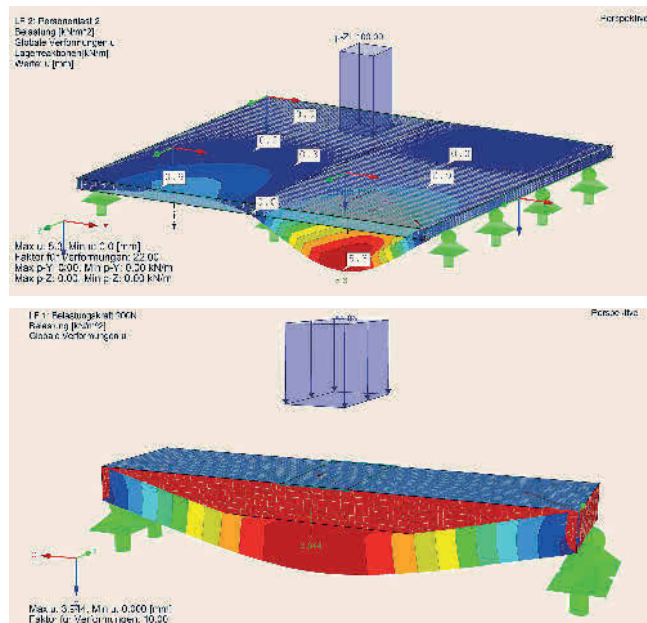


Bild 9. Untersuchungen zu den kaschierten Wabenplatten Abb.: J. Lange et al.
Fig. 9. Assessment of the cardboard Source: J. Lange et al.

achtet werden, dass diese Schlitzte nicht nur genau in einer Linie liegen sondern dass deren Wandungen parallel und mit einer genauen Ausrichtung zur Rohrmitte hergestellt wurden.

3.4 Montage und Probelastung

Die Montage erfolgte von Hand (**Bild 12**). Da die Brücke nur rund 150 kg wog, konnte sie von einer Gruppe Studierender direkt auf die vorbereiteten Flächen (horizontales Erdreich mit Kiesauflage, **Bild 11**) gelegt werden.



Bild 10. Herstellung der Gurtschlitzte mithilfe einer Schablone und einer Oberfräse Abb.: S. Laukhart
Fig. 10. Fabrication of the slits for the web-flange connection with a template Source: S. Laukhart



Bild 11. Stützen der Böschung (a), Vorbereitung des Erdreichs und Kiesauflage am Auflagerpunkt (b) Abb.: A. Becker
Fig. 11. Bearing area (a), preparation with gravel (b) Source: A. Becker

Die Probelastung konnte nun erfolgen und war erfolgreich. Sowohl der Bemessungslastfall „Drei Professoren in ungünstigster Position“ als auch der Lastfall „gleichmäßig verteilte 9-köpfige Personengruppe“ konnte von dem Bauwerk ohne sichtbare Schäden aufgenommen werden (**Bild 13**).

4 Traglast der Brücke

Abschließend wurde die Brücke einem Traglastversuch ausgesetzt. Mit einer 4-Punkt-Lasteinleitung wurde sie bis zum Versagen belastet, wobei die Lasteinleitung so angesetzt wurde, dass der Belag (kaschierte Wabenplatte) nicht lokal beansprucht wurde. Er wäre für die große örtliche Belastung nicht ausreichend gewesen. Ein Foto des Traglastversuchs ist in **Bild 14** gegeben, das zugehörige Last-Verformungsdiagramm in **Bild 15**.



Bild 12. Montage der Brücke von Hand Abb.: J. Rau
Fig. 12. Erection from hand Source: J. Rau



Bild 13. Probelastung mit neun Personen Abb.: J. Rau
Fig. 13. Test loading with nine persons Source: J. Rau

Das Versagen trat bei einer Gesamtlast von 20,1 kN ein. Es kam zu einem Bruch an einem der Trägerstöße. Aufgrund von zu großen Produktionstoleranzen der Papierhülsen konnten die Stöße nicht wie ursprünglich geplant hergestellt werden. Ein unzureichendes Überbindemaß zwischen den Rohrverbindungsstücken und einem unter Zug stehenden Gurtrohr war die Folge und führte zum Bruch.

5 Zusammenfassung

Sowohl die Aktivierung der Studierenden und deren selbstorganisierte Zusammenarbeit als auch das Endprodukt kann man als Erfolg bezeichnen. Auch wenn es bereits Brücken aus Papier gibt [3], so ist die nun gebaute unseres Wissens nach die erste, bei der auf Hilfsmittel wie Stahlbolzen oder Stahlseile komplett verzichtet wurde und nur Papier beziehungsweise Pappe und Klebstoff zum Einsatz kamen.

DANKSAGUNG

Wir danken der vom Land Hessen im Rahmen des LOEWE-Programms finanzierten Forschergruppe „BAMP! – Bauen mit Papier“ für die Unterstützung.

Literatur

- [1] [1] Christ, B.; Genz, M.; Kawohl, A. et al.: Interdisziplinäres Projektplanspiel „Grundlagen des Planens, Entwerfens und Konstruierens“ an der TU Darmstadt. In: Bauingenieur, Jahresausgabe des VDI-Fachbereichs Bautechnik 2014/2015, S. 21-28.
- [2] [2] Lange, J.; Hubauer, A.: Projektstudium in der Bauingenieurausbildung. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 4, S. 188-195.
- [3] [3] Ban, S. et al.: Shigeru Ban – Humanitarian Architecture. Oktober 2014, Aspen Art Press, USA.



Bild 14. Traglastversuch Abb.: E. Kanli
Fig. 14. Ultimate load test Source: E. Kanli

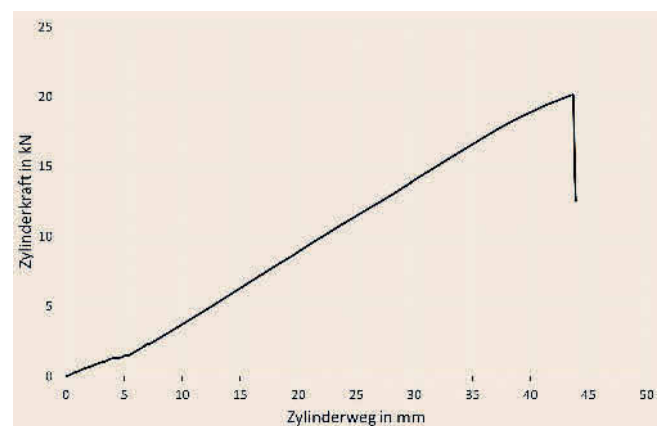


Bild 15. Traglastversuch: Kraft-Verformungsdiagramm Abb.: J. Lange et al.
Fig. 15. Ultimate load test – Load-deflection diagram Source: J. Lange et al.



Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange

Abb.: Robin Scheich

**Dipl.-Ing.
Aaron von der Heyden**

info@stahlbau.tu-darmstadt.de
TU Darmstadt, Fachgebiet Stahlbau
Franziska-Braun-Straße 3, 64287 Darmstadt

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Knaack

Evgenia Kanli, M. Sc.

TU Darmstadt, Fachgebiet Fassadentechnik
Franziska-Braun-Straße 3, 64287 Darmstadt

Wirtschaftlichkeitsbetrachtung von Rüstungen bei der Betonsanierung von Bestandsbrücken

F. Gschösser, D. Laich, A. Tautschnig

ZUSAMMENFASSUNG Die eingesetzte Rüstung nimmt bei der baubetrieblichen Abwicklung von Betonsanierungen aufgrund ihres Einflusses auf die erzielte Produktivität eine Sonderstellung ein. Diese Studie zeigt eine für Auftraggeber und Auftragnehmer anwendbare Methode zur wirtschaftlichen und zeitlichen Optimierung der Rüstungswahl bei Betonsanierungen am Brückenbestand. Die Methode bedient sich dabei eines zeitabhängigen Wirtschaftlichkeitsvergleichs in Form von Zeit-Kosten-Diagrammen. Als zentrale Komponenten werden dabei Nutzleistungen von klassischen Betonsanierungsverfahren verwendet, für welche ein entsprechender Formelansatz entwickelt wurde. Die Anwendung der Methode wird allgemein und an einem einfachen Praxisbeispiel (stationäre Rüstung vs. mobiles Hängegerüst für die Sanierung der Unterseite eines Brückenbogens) demonstriert. Dabei werden für beide Rüstungssysteme die notwendige Einsatzzeit und die von der Rüstungsart abhängigen Kosten ermittelt. Hinsichtlich der Kosten ist hier eindeutig der Einfluss des höheren Materialbedarfs für die stationäre Rüstung zu erkennen. Die Möglichkeit der parallelen Ausführung von gleichartigen aber zum Teil auch von voneinander abhängigen Arbeitsschritten (z. B. HDW-Abtrag und Spritzbeton-Auftrag) auf stationären Rüstungen ermöglicht jedoch maßgebliche Zeitersparnisse. Die endgültige Entscheidung für eine Rüstungsvariante muss jedoch abschließend immer unter Mitberücksichtigung von weiteren relevanten Projektanforderungen erfolgen.

Economically and temporally optimized scaffold selection for concrete bridge refurbishments

ABSTRACT Due to its influence on the achieved productivity the scaffold applied for concrete refurbishments is of great importance. This study demonstrates a methodology to economically and temporally optimize the scaffold selection for concrete bridge refurbishments that can be applied both by clients and contractors. The methodology utilizes time-dependent profitability analyses, which allow specific time-cost comparisons. Key components of the methodology are performance rates for typical concrete refurbishment techniques, for which a corresponding formula approach has been developed. The application of the method is demonstrated in general and for a simple example (stationary vs. mobile suspended scaffold for the refurbishment of a bridge arch soffit). For both scaffolding systems, the required operating time and the scaffold-dependent costs were determined. The comparison demonstrates the high cost influence of the great material content of the stationary scaffold. However, parallel performances of similar and partially of interdependent refurbishment techniques on stationary scaffoldings provide significant time saving potentials. The final decision must then take further relevant project conditions into account.

STICHWÖRTER

Forschung und Entwicklung, Brückenbau, Betonbau, Gerüste

1 Einleitung

Nahezu zwei Drittel der im Besitz der öffentlichen Hand befindlichen Brückenobjekte im deutschsprachigen Raum wurden in Betonbauweise errichtet. Ein Großteil davon befindet sich bereits in jenem Stadium seines Lebenszyklus, in dem zum ersten Mal eine Generalsanierung notwendig wird. Dies ist mit ein Grund, dass die Relevanz von Betonsanierungen in der Brückenerhaltung in den letzten Jahren erheblich gestiegen ist [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7].

Eine Sonderstellung in der baubetrieblichen Abwicklung von Betonsanierungen an Brückenbauwerken nimmt die eingesetzte Rüstung ein, welche die Produktivität und Logistik der Sanierungsmaßnahme maßgeblich beeinflusst. Die Wahl der Rüstungsart wird dabei von einer Vielzahl von äußeren Umwelteinflüssen und betrieblichen Anforderungen beeinflusst [8], [9]. Die Identifi-

kation des bestgeeigneten Rüstungssystems ist sowohl für den Auftraggeber (AG) als auch den Auftragnehmer (AN) von essenzieller Bedeutung. Plant der AG eine Vorgabe der Rüstungsart (z. B. aufgrund von statischen beziehungsweise geometrischen Einschränkungen, besonderen Umweltbedingungen oder Nachbarbebauungen) so muss im Zuge der Projektplanung jenes Rüstungssystem bestimmt werden, welches sich als optimale Variante für die Ausschreibung und Ausführung der Sanierungsmaßnahme darstellt. Wird vom AG kein spezifisches Rüstungssystem vorgegeben, so obliegt die Wahl der für die Zwecke des Projekts optimalen Rüstungsart dem AN. Außerdem kann es für den AN im Zuge von Nebenangeboten notwendig werden, die Vor- und Nachteile verschiedener Rüstungssysteme zu bewerten.

Diese Studie zeigt eine sowohl für den AG als auch den AN anwendbare Methode zur wirtschaftlichen und zeitlichen Optimierung der Rüstungswahl unter Verwendung eines zeitabhängi-

gen Wirtschaftlichkeitsvergleichs (Zeit-Kosten-Diagramme) [10], [11].

Als zentrale Komponente dient dabei die Nutzleistung (Q_N) der betrachteten Bau- und Sanierungsprozesse [12], weshalb die Entwicklung von Formelansätzen für Q_N von Betonsanierungsverfahren notwendig war. Die Studie beschränkt sich dabei auf die klassischen Methoden der Betonsanierung, das heißt den Abtrag von geschädigtem Beton mit Reprofilierung und die Sanierung von Rissen [8], [13], [14].

2 Grundlagen zur Rüstungswahl

2.1 Rüstungsarten

Die ÖNORM EN 12811-1 beschreibt die Leistungsanforderungen an Arbeitsgerüste und unterscheidet prinzipiell feste, verschiebbare sowie fahrbare Arbeitsbühnen beziehungsweise Hubarbeitsbühnen. Die Norm unterteilt für Arbeitsgerüste anwendbare Rüstungssysteme in Rüstungsklassen in Abhängigkeit von der Traglast (Lastklasse 1 bis 6), der Breite (Breitenklasse W06 bis W24), der lichten Höhe (H1 bzw. H2), des Seitenschutzes, der Bekleidung und der Gründung der Rüstung [15].

Bei der Betonbrückensanierung am Brückenstand ist bei der Wahl des Rüstungssystems dessen Mobilität von großer Bedeutung. Man unterscheidet dabei prinzipiell stationäre und mobile Rüstungen [10]:

1. **Stationäre Rüstungen** weisen keine beweglichen Teile auf und sind kraftschlüssig mit dem Bauwerk verbunden und/ oder bodengestützt, wobei die Variante mit kombinierter Kraftableitung (Bauwerk und Boden) die übliche Ausführung darstellt. Die Verbindung mit dem Bauwerk wird über Anker oder sonstige Befestigungselemente (z. B. Klemmen) hergestellt. Für die Herstellung von stationären Rüstungen werden heutzutage wo möglich Systembausätze (Metallrohrgerüst) verwendet, wobei je nach Anforderungen auch Individual-Lösungen (z. B. mit individuellen Rüstträgern aus Stahlprofilen) zum Einsatz kommen können. Weitere Möglichkeiten für stationäre Rüstungssysteme sind Bockgerüste, Ausschussgerüste, Konsolengerüste beziehungsweise Plateaugerüste [16], welche für die Sanierung am Brückenbestand jedoch als Spezialfälle zu bezeichnen sind.
2. Bei **mobilen Rüstungen** befindet sich die Arbeitsbühne nicht stationär an einer Stelle. Je nach Typ ist es möglich, den Arbeitsbereich horizontal, vertikal oder mittels Drehbewegung den örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Typische mobile Rüstungen sind Hebebühnen, Steiger, mobile Hängegerüste oder Brückeninspektionsgeräte (BIG).

Der Einsatz von stationären Rüstungen ist prinzipiell vom Vorhandensein der notwendigen Aufstell- und Befestigungsmöglichkeiten abhängig. Außerdem ist die Anwendung einer stationären Rüstung von An- und Abtransport- beziehungsweise Zuwegungsmöglichkeiten, Gründungsbedingungen, Montageprozessen (z. B. mit Kran, etc.), freizuhaltenen Lichtraumprofilen und dem Einfluss von Witterungsbedingungen abhängig.

Für mobile Rüstungen variieren die Einsatzmöglichkeiten in Abhängigkeit von den Bewegungsfreiheiten des Rüstungssystems (Tabelle 1).

2.2 Grundlegendes Auswahlverfahren

Bild 1 zeigt einen möglichen systematischen Ablauf zur grundlegenden Auswahl des Rüstungssystems.

Tabelle 1. Einsatzmöglichkeiten mobile Rüstung [10]
Table 1. Application of mobile scaffolds [10]

Art der mobilen Rüstung	Einsatzort	Voraussetzung
Hebebühnen	– Brückenpfeiler – Überbauten – Randbalken – Untersicht von Brückenbögen	– geeignete Aufstellfläche unterhalb des Brückenbauwerkes – Zufahrtsmöglichkeiten – ausreichende Traglast und Nutzhöhe
Steiger	– Brückenpfeiler – Überbauten – Randbalken – Untersicht von Brückenbögen	– geeignete Aufstellfläche unterhalb des Brückenbauwerkes – Zufahrtsmöglichkeiten – ausreichende Traglast und Nutzhöhe
Mobile Hängegerüste	– Überbauten – Randbalken – Untersicht von Brückenbögen	– aus statischer und konstruktiver Sicht Befestigungsmöglichkeit am Tragwerk – unbehinderte Fahrwege – ausreichende Traglast und Nutzhöhe
Brückeninspektionsgeräte (BIG)	– Überbauten – Randbalken – Pfeilerköpfe	– geeignete Aufstellfläche auf der Tragwerksobenseite – ausreichende Traglast und Nutzhöhe

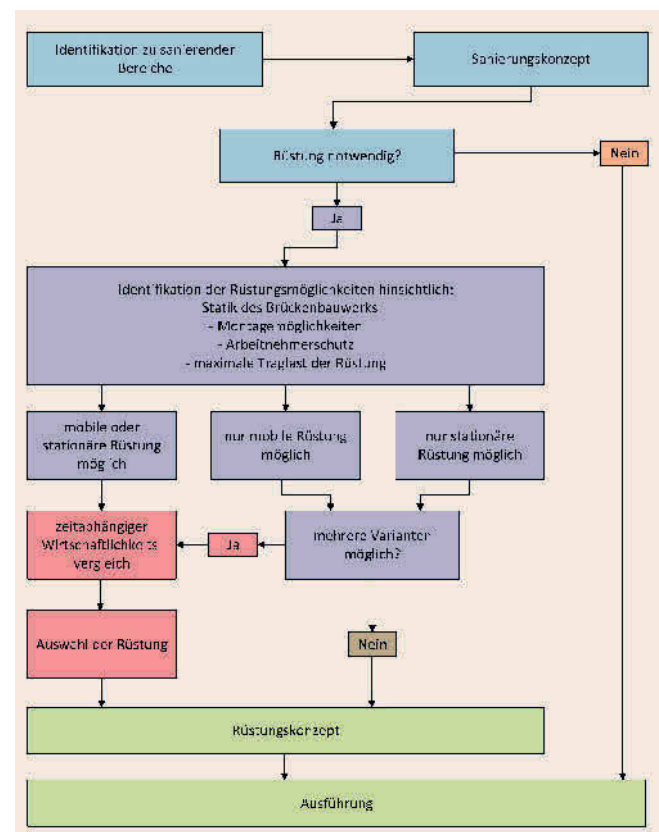


Bild 1. Ablaufschema Rüstungswahl [10]
Fig. 1. Flowchart for scaffold selection [10]

Tabelle 2. Anforderungen an das Rüstungskonzept [10]
Table 2. Scaffold concept requirements [10]

Projektphase	Organisatorische Besonderheiten	Planungsumfang
Ausschreibung (AG)	Ausschreibung mit Vorgabe der Rüstungsart	– Definition der Art der anzuwendenden Rüstung – Einschränkungen (statische, Umweltbedingungen, Nachbarbebauung, sonstige)
	Ausschreibung mit Rüstung nach Wahl AN	– Einschränkungen (statische, Umweltbedingungen, Nachbarbebauung, sonstige)
Kalkulation (AN)	Zur Durchführung der Angebotskalkulation des AN	– Vorstatik zur Plausibilisierung der Machbarkeit (Rüstung und Bestandstragwerk) – Mengenermittlung, Systemplan und Gründungskonzept – Aufbau- und Abbaukonzept – Vorhaltdauer und Grobterminplan – Mögliche Anpassungen während Baufortschritt
Ausführungsvorbereitung (AN)	Darstellung aller nötigen Informationen für die Ausführung	– Detailstatik – Detaillierter Ausführungsplan – Prüfstatik – Detailterminplan

Das Auswahlverfahren mit dem integrierten Wirtschaftlichkeitsvergleich ist sowohl für die Anforderungen des AG als auch des AN in unterschiedlichen Projektphasen anwendbar.

Ergebnis des Auswahlverfahrens sind Rüstungskonzepte, für welche je nach Projektphase ein entsprechender Planungsumfang notwendig ist (Tabelle 2).

3 Optimierte Rüstungswahl

3.1 Nutzleistung von Betonsanierungsverfahren

Für die Planung eines Bauablaufes ist es notwendig, die Funktionsweise, Leistungsfähigkeit sowie Einsatzgrenzen der angewandten Verfahren und Geräte zu kennen. Als Eingangskennwert hierfür kann die ungestörte Leistung (L – Gleichung (1)) eines Gerätes nach Girmscheid [12] herangezogen werden:

$$\text{Leistung} = \frac{\text{hergestellte Menge}}{\text{Zeiteinheit}} \quad (1)$$

Die ungestörte Leistung kann durch Versuche ohne negative Umwelteinflüsse, über Herstellerangaben zur Leistung oder über gerätespezifische Kennwerte bestimmt werden.

Basierend auf der ungestörten Leistung (L) kann dann unter Verwendung von Leistungseinflussfaktoren die Nutzleistung (Q_N – Gleichung (2)) des betrachteten Verfahrens oder Gerätes berechnet werden [12]:

$$Q_N = L \cdot f_1 \cdot \dots \cdot f_n \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_G \quad (2)$$

$f_1 \dots f_n \leq 1$ technische Leistungseinflussfaktoren

$\eta_1 \leq 1$ Leistungseinflussfaktor des Geräteführers

$\eta_2 \leq 1$ Leistungseinflussfaktor der Betriebsbedingungen

$\eta_G \leq 1$ Leistungseinflussfaktor des Geräteausnutzungsgrads

Für die Definition der Nutzleistungen von klassischen Verfahren der Betonsanierung wurde folgende Aufgliederung der Sanierungsverfahren vorgenommen:

1. Oberflächenvorbereitung

– Grobe Verfahren

– Hochdruckwasserstrahlen HDW (händisch/ maschinell, abhängig von den eingesetzten Drücken auch als Höchstdruckwasserstrahlen bezeichnet)

– Stemmen

– Fräsen

– Sägen

– Feine Verfahren

– Hochdruckreinigen

– Wasserstrahlen

– Sand- bzw. Kugelstrahlen

– Flammstrahlen

– Chemische Verfahren

2. Auftrag von Sanierprodukten

– Spritzbetonauftrag

– Trockenspritzverfahren

– Nassspritzverfahren

– Verstärkung und Profilierung durch Aufbeton

– Händischer Betonauftrag

– Ergänzung von geschädigter Bewehrung

3. Injektionen (Risse und Hohlräume)

Entsprechend dieser Aufgliederung sind für klassische Verfahren der Betonsanierung die Menge der hergestellten Oberflächenvorbereitung unterschieden nach Abtrags-Tiefenstufen [m^2/h], die Auftragsfläche von Sanierungsprodukten nach Tiefenstufen [m^2/h] beziehungsweise das zur Injektion notwendige Verpressgut [l/h] ausschlaggebende Leistungswerte für die Planung des Bauablaufs.

Im Zuge dieser Studie wurde die Grundformel der Nutzleistung nach Girmscheid [12] jeweils für die betrachteten Verfahren der Betonsanierung adaptiert. Zur Definition von entsprechenden Formeln müssen in einem ersten Schritt sämtliche technischen Einflüsse auf die einzelnen Verfahren erkannt und in Form von Faktoren berücksichtigt werden. Zum Beispiel wurden für den HDW-Abtrag die technischen Einflussfaktoren als

– f_1 Betonfestigkeit Bestand,

– f_2 Bewehrungsgrad Bestand,

– f_3 verfügbarer Arbeitsraum und

– f_4 Orientierung der Abtragsfläche (horizontal, vertikal, über Kopf) definiert.

Bezüglich der Einflussfaktoren für den Geräteführer η_1 , die Betriebsbedingungen η_2 beziehungsweise die Geräteausnutzung η_G wurden prinzipiell die Ansätze der Grundformel nach Girmscheid [12] übernommen, wobei für den HDW-Abtrag hier bei den Betriebsbedingungen η_2 im Speziellen der Einfluss vom möglichen Umgang mit Wasser, Strahlmaterial, Arbeitsschutz, Lärm, etc. zu berücksichtigen ist.

Auswirkungen beziehungsweise Effekte der technischen Einflussfaktoren der verschiedenen Sanierungsverfahren können über baubetriebliche Messungen, Arbeitsstudien (z. B. REFA-Studien [17], [18], [19]) beziehungsweise aus Ergebnissen von Nachkalkulationen bestimmt und mittels statistischer Auswertungen in Leistungseinflussdiagramme beziehungsweise -parameter übergeführt werden. Derzeit werden detaillierte Arbeitsstudien für den maschinellen und händischen HDW-Abtrag durchgeführt und Ergebnisse dazu in Kürze erwartet. Zur beispielhaften Be-

rechnung von Nutzleistungen werden in dieser Studie noch spezifische Daten aus einzelnen, bereits abgewickelten Sanierungsprojekten gegenübergestellt und ausgewertet. Zur Demonstration einer Leistungsermittlung für ein im Zuge von Betonsanierungen angewandtes Verfahren wird nachfolgend eine Beispielberechnung der Nutzleistung für einen händischen HDW-Abtrag dargestellt.

Der untersuchte Abtrag erfolgte auf einer vertikalen Fläche im Bereich einer gering bewehrten Widerlagerwand. Die Betonfestigkeit des Bestandes wurde mittels Schmidt-Hammer mit C30/37 identifiziert. Das Erreichen der Abtragsfläche war über eine stationäre Rüstung (Metallrohrgerüst nach ÖNORM EN 12811-1, Lastklasse 5–4,5 kN/m², Breitenklasse W09/250–0,9 bis 1,2 m/Feldlänge 2,5 m, Durchgangshöhe H1 – $\geq$ 1,90 m, mit Bekleidung bzw. Leitergang) mit 2,5 m Arbeitsraum (horizontaler Abstand zwischen Arbeitsbühne und vertikaler Sanierungsfläche) möglich. Der Düsenführer war ein erfahrener Arbeiter, und es konnte von sehr guten Betriebs- (ausreichend Platz für Geräteaufstellung und Lagerung) beziehungsweise Umweltbedingungen ausgegangen werden. Für den Abtrag wurden die in **Tabelle 3** dargestellten Massen und Charakteristika ermittelt.

Tabelle 3. Charakteristika für Beispielberechnung Nutzleistung händischer HDW-Abtrag

Table 3. Characteristics for performance rate calculation of manual high-pressure water jetting

Parameter	Wert	Einheit
abzutragende Fläche F_{ab}	10	m ²
Durchschnittliche Abtragstiefe T_{ab}	5	cm
Betondeckung c	3,5	cm

Basierend auf Auswertungen von einzelnen Sanierungsprojekten wurde von den Autoren für den händischen HDW-Abtrag eines unbewehrten Betons der Güteklasse C25/30 eine ungestörte Leistung von 20 000 cm³/h ermittelt. Im Regelfall wird der Abtrag von Betonschichten über Regelabtragsstärken, das heißt als Flächenleistung mit festgelegter Abtragstiefe, definiert. Für eine Regelabtragstärke von 5 cm ergibt dies eine ungestörte Leistung von $L_{HDW,5cm} = 4\,000\text{ cm}^2/\text{h}$.

Die technischen Einflussfaktoren basieren auf Gegenüberstellungen verschiedener Projekte und den dazugehörigen Parametern und wurden für dieses Beispiel wie folgt festgelegt:

- $f_1 = 0,9$ für eine Betonfestigkeit C30/37
- $f_2 = 0,9$ für eine Betondeckung von 3,5 cm und eine geringe Bewehrungsmenge
- $f_3 = 1$ für einen auf dem stationären Gerüst verfügbaren Arbeitsraum von 2,5 m
- $f_4 = 0,9$ für die vertikale Orientierung

Die Leistungsfaktoren für den Geräteführer (η_1) beziehungsweise für die Betriebsbedingungen (η_2) wurden aufgrund der optimalen Ansätze mit 1 festgelegt. Da beim untersuchten Abtrag kein Umsetzen der HDW-Leitung notwendig war, es jedoch aufgrund der Größe der Sanierfläche zu vermehrten Unterbrechungen der Arbeiten kam, wurde die Effektivzeit mit $\eta_G = 0,8$ angesetzt.

Basierend auf der adaptierten Gleichung (2) für die Nutzleistung ergibt sich somit eine Nutzleistung $Q_{N,HDW,5cm} = 2\,333\text{ cm}^2/\text{h}$ für diesen Abtrag.

Der technische Leistungseinflussfaktor für den verfügbaren Arbeitsraum (f_3 – Abstand zwischen Sanierungsfläche und Arbeitsbühne) ist für alle in dieser Studie betrachteten Sanierungsverfahren von Bedeutung und beeinflusst die Nutzleistung der einzelnen Verfahren entsprechend. Die Charakteristika des zur Verfügung stehenden Arbeitsraums stehen in enger Verbindung mit den Spezifikationen der zu sanierenden Brücke und der eingesetzten Rüstungsart.

3.2 Zeitabhängiger Wirtschaftlichkeitsvergleich

Wirtschaftlichkeit definiert sich über das Maß der Effizienz, da heißt dem Verhältnis zwischen dem erreichten Erfolg (Ertrag) und Aufwand (Kosten) [20]. Im Sinn einer gesteigerten Effizienz sollen die Kosten für das angewandte Rüstungssystem entsprechend minimiert werden. Um der Baudauer bei den Wirtschaftlichkeitsvergleichen ein entsprechendes Gewicht zu geben beziehungsweise um den Einfluss von zeitgebundenen Kosten zu demonstrieren, werden die mit den verschiedenen Rüstungssystemen verknüpften Kosten in Abhängigkeit der benötigten Einsatzdauer gegenübergestellt (Zeit-Kosten-Diagramme).

In diesem Abschnitt wird der Ablauf eines Wirtschaftlichkeitsvergleichs für zwei Rüstungssysteme zunächst allgemein und so dann anhand eines einfachen Praxisbeispiels demonstriert.

Als Praxisbeispiel wird eine einzelne Sanierungsmaßnahme herangezogen, welche Teil eines komplexen Brückensanierungsprojekts war. Die verwendeten Projektdaten mussten aus Datenschutzgründen entsprechend anonymisiert und leicht abgeändert werden.

Bei der betrachteten Instandsetzungsmaßnahme handelt es sich um die Sanierung der Unterseite eines zweiteiligen Brückenbogens (Breite 2 x 9 m, Abstand zwischen den Bögen 2 m, Durchmesser 100 m, Bogensegmentlänge 105 m) in Form eines händischen HDW-Tiefenabtrags (5 cm) und einer Spritzbeton-Reprofilierung (7 cm). Insgesamt wurden unregelmäßig verteilte Sanierflächen von 150 m² bearbeitet, wovon 50 m² als vertikale Fläche und 100 m² als über Kopf eingestuft wurden. Basierend auf einer Analyse des Bauwerks und des Sanierungskonzepts wurden zwei zu vergleichende Rüstungstypen für die Sanierungsmaßnahme festgelegt:

1. Stationäre Rüstung: Befestigung am Brückenbogen und Gründung auf dem anstehenden Baugrund; Zustieg an Kämpferfundamenten und über Rüstungspfeiler
2. Mobiles Hängegerüst: Befestigung auf Oberseite des Überbaus; Zustieg unterhalb des Brückenbogens am Urgelände

Für das betrachtete Praxisbeispiel wird angenommen, dass der Vergleich der Rüstungssysteme durch den AN im Zuge der Angebotserstellung erfolgt, das heißt das Rüstungssystem wird vom AG im Zuge der Ausschreibung nicht vorgegeben. Eingangsdaten der Ermittlung der Einsatzdauern beziehungsweise der Kosten stammen für die mobile Rüstung direkt aus dem analysierten Projekt und für die stationäre Rüstung aus einem ähnlichen Sanierungsprojekt, bei dem ein mobiles Hängegerüst zum Einsatz kam. Aus Datenschutzgründen wurden auch diese Eingangsdaten zu den originalen Daten der Projekte leicht abgeändert.

3.2.1 Einsatzdauer der Rüstung

Die Gesamteinsatzdauer der Rüstung setzt sich aus den Komponenten Einrichtungsdauer (D_{ein}), Vorhaltezeit (D_{vor}) und Räumungsdauer ($D_{\text{räum}}$) zusammen.

D_{ein} und $D_{\text{räum}}$ sind sehr system- und bauwerksabhängig. Die Einrichtung der Baustelle setzt sich aus Belade-, Transport-, Ablade- und Herstellungsvorgängen (Montage) zusammen. Die Räumung beinhaltet dieselben Vorgänge in umgekehrter Reihenfolge (Demontage).

Die Ermittlung der Montage- und Demontagedauer kann je nach Projektphase basierend auf entsprechenden Aufwandswerten, Herstellerangaben beziehungsweise Erfahrungswerten zu ähnlichen Rüstungseinsätzen erfolgen. Da jede Brücke mit ihren geometrischen und topographischen Charakteristika einen Spezialfall darstellt, sind allgemeine Aufwandswerte und Herstellerangaben für Rüstungsmontage- und Demontagevorgänge dieser Art nicht optimal geeignet. Baufirmen greifen hier deshalb vermehrt auf eigene (z. B. aus Nachkalkulationen) beziehungsweise Erfahrungswerte von Rüstungsfirmen zurück, welche von Sanierungsmaßnahmen mit ähnlichen Charakteristika und Rüstungseinsätzen stammen.

Das Rüstungssystem 1 (stationäre Rüstung) muss aufgrund der unregelmäßigen Verteilung der Sanierungsstellen ein Erreichen der gesamten Brückenbogenunterseite, das heißt eine Arbeitsfläche von 2 100 m², ermöglichen. Basierend auf Erfahrungswerten zu stationären Rüstungen aus dem analysierten Projekt wurde für die Rüstungsmontage (D_{ein}) eine Dauer von 15 und für die Demontage ($D_{\text{räum}}$) von zehn Arbeitstagen ermittelt.

Das Rüstungssystem 2 (mobiles Hängegerüst) ermöglicht aufgrund seiner Mobilität ein punktuell Manövrieren der Arbeitskonsole hin zu den einzelnen Sanierungsstellen und bewirkt aufgrund seiner kleineren Dimension und des geringeren Materialaufwands kürzere Montage- und Demontagezeiten. Für das System 2 wurde aus der Analyse ähnlicher Rüstungseinsätze eine Montagedauer (D_{ein}) von zehn und eine Demontagezeit ($D_{\text{räum}}$) von fünf Arbeitstagen ermittelt.

Die Berechnung der Vorhaltezeit erfolgt auf Basis der auszuführenden Massen (M) und der ermittelten Nutzleistungen (Q_N) der verschiedenen, nach Sanierungskonzept zum Einsatz kommenden Saniermethoden beziehungsweise -verfahren (Gleichung (3)). Sinnvollerweise erfolgt deshalb eine Aufgliederung der Massen (M_i) entsprechend der aufgrund der unterschiedlichen (technischen) Einflüsse (z. B. Sanierflächenorientierung) möglichen Nutzleistungen ($Q_{N,i}$).

Bietet sich die Möglichkeit des zeitgleichen Einsatzes von mehreren Sanierungskolonnen (S_i) auf demselben Rüstungssystem, welche eine gleichgeartete Saniermaßnahme durchführen

(ohne zusätzlichen Rüstungsaufwand), so verkürzt sich D_{vor} aufgrund des erhöhten Personaleinsatzes.

$$D_{\text{vor}} = \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{Q_{N,i} \cdot S_i} \quad (3)$$

Eine parallele Ausführung verschiedener Sanierungsmaßnahmen auf demselben Rüstungssystem verringert die Vorhaltezeit ebenfalls entsprechend. In diesem Fall bestimmen die Sanierungsmaßnahmen, welche den kritischen Weg des Bauablaufs beeinflussen, die Vorhaltezeit.

Beim Praxisbeispiel wird sowohl beim HDW-Abtrag als auch bei der Spritzbeton-Reprofilierung zwischen einer vertikalen beziehungsweise einer Ausführung über Kopf unterschieden, weshalb zur Ermittlung der Vorhaltezeiten für die beiden Rüstungssysteme jeweils vier Nutzleistungen ermittelt werden müssen. Die für das Praxisbeispiel angesetzten Leistungseinflussfaktoren basieren auf Gegenüberstellungen verschiedener Projekte und den dazugehörigen Parametern und sind noch nicht detailliert ermittelten Faktoren aus Arbeitsstudien etc. Für das Rüstungssystem 1 gelten für den vertikalen HDW-Abtrag die Randbedingungen wie beim in Abschnitt 3.1 dargestellten Beispiel. Für den über Kopf-Abtrag wurde f_4 auf 0,7 reduziert, was eine entsprechende Reduktion der Nutzleistung $Q_{N,HDW,5cm,ük,1}$ mit sich bringt (**Tabelle 4**). Für die Nutzleistungen der Spritzbeton-Reprofilierung (Tabelle 4) entfallen im Vergleich zum HDW-Abtrag die Einflussfaktoren für die Betongüte (f_1) und den Bewehrungsgrad (f_2), jedoch wird hier ein Einflussfaktor für den unterschiedlichen Rückprall berücksichtigt (f_1^*).

Obwohl mobile Hängegerüste (Rüstungssystem 2) im Vergleich zu stationären Rüstungen nur reduzierte Arbeitsräume (f_3) bieten und prinzipiell auch größeren Bewegungen ausgesetzt sind, offerieren diese bei einer entsprechenden Ausführung ausreichend gute Arbeitsraum-Eigenschaften für eine unbeeinflusste Abwicklung der Sanierungsmaßnahmen. Hinsichtlich des Geräteausnutzungsgrades (Effektivzeit η_G) muss bei mobilen Hängegerüsten durch eine entsprechende Ablaufplanung darauf geachtet werden, dass erschwerte Umsetzverfahren die Nutzleistung nicht negativ beeinflussen.

Eine reduzierte Nutzleistung verursacht weiterführend eine Erhöhung der Ausführungsdauer und -kosten für die jeweiligen Sanierungsverfahren. Im Zuge dieses Praxisbeispiels erfolgte die Vorauswahl der zu vergleichenden Rüstungssysteme mit der Vorgabe einer identischen Nutzleistung (Tabelle 4), weshalb bei keinem der beiden Rüstungssysteme zusätzliche Zeitaufwände beziehungsweise Kosten durch reduzierte Nutzleistungen verursacht werden.

Die stationäre Rüstung ermöglicht aufgrund der Gesamtabdeckung der Bogenunterseite, dass zwei Mannschaften parallel die-

Tabelle 4. Nutzleistungen Rüstungssystem 1 und Rüstungssystem 2
Table 4. Performance rate scaffolding system 1 and scaffolding system 2

		L_i	f_1	f_2	f_3	f_4	η_1	η_2	η_G	$Q_{N,i}$	Einheit	Bezeichnung
HDW-Abtrag	vertikal	4 000	0,9	0,9	1	0,9	1	1	0,8	2 333	[cm ² /h]	$Q_{N,HDW,5cm,v,1}$ bzw. 2
	über Kopf		0,9	0,9	1	0,7	1	1	0,8	1 814	[cm ² /h]	$Q_{N,HDW,5cm,ük,1}$ bzw. 2
Spritzbeton-Reprofilierung	vertikal	50 000	0,8 *	-	1	0,9	1	1	0,8	28 800	[cm ² /h]	$Q_{N,SPB,7cm,v,1}$ bzw. 2
	über Kopf		0,5 *	-	1	0,7	1	1	0,8	14 000	[cm ² /h]	$Q_{N,SPB,7cm,ük,1}$ bzw. 2

selbe Sanierungsmaßnahme durchführen können ohne sich dabei zu behindern ($S_1 = 2$). Dies bewirkt eine Halbierung der Vorhaltezeit für die stationäre Rüstung ohne Auswirkungen auf die Personalkosten der Sanierungsmaßnahmen. Im Falle der Möglichkeit, weitere Kolonnen parallel einsetzen zu können, würden sich entsprechend weitere positive Effekte auf die Vorhaltezeit ergeben.

Für das Rüstungssystem 1 ergibt sich daher $D_{\text{vor},1} = 54$ Arbeitstage und für Rüstungssystem 2 $D_{\text{vor},2} = 108$ Arbeitstage. Die stationäre Rüstung ermöglicht dank der Gesamtabdeckung des Bogens außerdem eine zusätzliche Überschneidung der Ausführung von HDW- beziehungsweise der Spritzbetonarbeiten. Bei einer möglichen Überschneidung von 20 % resultiert daraus $D_{\text{vor},1} = 44$ Arbeitstage.

D_{ein} , D_{vor} und $D_{\text{räum}}$ werden in Arbeitstagen [AT] ermittelt. Zur Bestimmung der Gesamteinsatzdauer der Rüstung in Kalendertagen [KT] müssen arbeitsfreie Tage (D_{af}) entsprechend mitberücksichtigt werden. Für dieses Beispiel wurden nur arbeitsfreie Tage an Wochenenden angesetzt und es wird von einem Start der Rüstungsmontage an einem Montag ausgegangen.

Die Gesamteinsatzdauer E der Rüstung ergibt sich somit wie folgt (Gleichung (4)):

$$E = D_{\text{ein}} + D_{\text{vor}} + D_{\text{räum}} + D_{\text{af}} \text{ [KT]} \quad (4)$$

Die Gesamteinsatzdauern der zu vergleichenden Rüstungssysteme ergeben sich damit mit $E_1 = 95$ Kalendertage und $E_2 = 170$ Kalendertage.

3.2.2 Kostenkalkulation

Bei der Kalkulation der von der angewandten Rüstungsart abhängigen Kosten wird ähnlich der Ermittlung der Gesamteinsatzdauer zwischen den Komponenten Einrichtungskosten (K_{ein}), Vorhaltekosten des Rüstungssystems (K_{vor}), Räumungskosten ($K_{\text{räum}}$) unterschieden. Wie vorher schon erwähnt, hat das Rüstungssystem auch einen entsprechenden Einfluss auf die Nutzleistung der Sanierungsverfahren. Von einem Rüstungssystem beziehungsweise reduzierten Nutzleistungen verursachte Kostensteigerungen ($K_{\Delta A}$) für die Ausführung der Sanierungsmaßnahmen müssen bei den Kostenvergleichen entsprechend mitberücksichtigt werden. Wie schon erwähnt, wird bei dem hier durchgeführten Vergleich von identischen Nutzleistungen für beide Rüstungssysteme ausgegangen, womit für keine der beiden Varianten erhöhte Herstellungskosten für die Durchführung der Sanierungsmaßnahmen entstehen.

K_{ein} und $K_{\text{räum}}$ setzen sich prinzipiell aus Kosten für Belade-, Transport-, Ablade- und Herstellungsvorgänge zusammen. Je nach Projektphase können K_{ein} beziehungsweise $K_{\text{räum}}$ basierend auf Kostenermittlungen von ähnlichen Rüstungseinsätzen bestimmt beziehungsweise detailliert mithilfe von Aufwandswerten sowie Lohn-, Material- und Transportaufwänden ermittelt werden. Obwohl üblicherweise von einem Subunternehmer angemietet und installiert, werden für das Praxisbeispiel die Einrichtungskosten und Räumungskosten im Sinne einer nachvollziehbaren Kostenkalkulation wie als Eigenleistung ermittelt.

K_{ein} und $K_{\text{räum}}$ werden deshalb aus den Transportkosten, ermittelt über die jeweils benötigte Anzahl an Lkw-Stunden (Rüstungssystem 1-100 h, Rüstungssystem 2-20 h) und einem dazugehörigen durchschnittlichen Stundensatz (65 €/Lkw h inkl. Be-

und Entladung), sowie dem Personalaufwand (Rüstungssystem 1-4 Mann, Rüstungssystem - 2 Mann, Mittellohn 45 €/Arbeitsstunde) über die ermittelten Einrichtungs- beziehungsweise Räumungsdauern zusammengesetzt. Für die stationäre Rüstung werden bei den Räumungskosten zusätzlich noch Kosten für Rekultivierung des Urgeländes in der Höhe von 3 500 € angesetzt. Somit ergeben sich die Einrichtungs- beziehungsweise Räumungskosten mit $K_{\text{ein},1} = 28\,100$ €, $K_{\text{räum},1} = 24\,400$ €, $K_{\text{ein},2} = 8\,500$ € und $K_{\text{räum},2} = 4\,900$ €.

Die Vorhaltekosten (K_{vor}) für das Rüstungssystem setzen sich entweder aus den Kosten für Abschreibung, Verzinsung und Reparatur oder aus den Mietkosten für die eingesetzte Rüstung zusammen. Bei einer Ermittlung der Vorhaltekosten pro Standtag ($K_{\text{vor},d}$) in €/d ergeben sich die Vorhaltekosten für die Rüstung abhängig von der Vorhaltezeit (in Kalendertagen) wie folgt (Gleichung (5)):

$$K_{\text{vor}} = K_{\text{vor},d} \cdot (D_{\text{vor}} + D_{\text{af},\text{vor}}) \quad (5)$$

Für das stationäre Rüstungssystem werden die Vorhaltekosten über die zu erreichende Arbeitsfläche (gesamte Bogenunterseite = $2\,100\text{ m}^2$) mit einem Kostenkennwert pro m^2 und Tag ermittelt (1,50 € pro m^2 und KT). Für das mobile Hängegerüst wird ein Kostenkennwert pro Kalendertag aus einem ähnlichen Rüstungseinsatz herangezogen (970 € pro KT). Basierend darauf können die Vorhaltekosten mit $K_{\text{vor},1} = 233\,100$ € und $K_{\text{vor},2} = 144\,530$ € ermittelt werden.

In Abhängigkeit von der notwendigen Vorhaltezeit müssen auch Sekundärkosten (K_{sek}) wie zeitgebundene Baustellengemeinkosten (K_{zBG}) beziehungsweise Kosten für Verkehrssicherungsmaßnahmen berücksichtigt werden. In zulässiger Vereinfachung werden für das Praxisbeispiel die $K_{\text{zBG},d}$ (pro KT) für beide Rüstungs-Varianten gleich hoch angesetzt. Für die betrachtete Sanierungsmaßnahme ergeben sich die $K_{\text{zBG},d}$ (zusammengesetzt aus der allgemeinen Baustelleneinrichtung – Handgeräte, Baucontainer, Anschlussverteiler, Bauzaun – und Lohnkosten für einen Polier bzw. $\frac{1}{4}$ Bautechniker – betreut vier Baustellen) somit zu 320 € pro KT.

Das Praxisbeispiel ist eine Sanierungsmaßnahme, welche Teil eines komplexen Brückensanierungsprojekts ist. Da auch im Falle einer stationären Rüstung am oberen Plattenrand ein entsprechender Raum für Anlieferungen, Lagerungen, etc. geboten und geschützt werden muss (z.B. durch Jersey-Wände) und weitere Verkehrssicherungsmaßnahmen bei dem betrachteten Projekt hauptsächlich von Sanierungsmaßnahmen auf der Überbau-Oberseite beeinflusst werden, werden die Kosten für die Verkehrssicherung (K_{vk}) für beide Varianten als identisch angesetzt und hier nicht mitberücksichtigt. Die gesamten Sekundärkosten können entsprechend Gleichung 6 ermittelt werden.

$$K_{\text{sek}} = (K_{\text{zBG},d} (+ K_{\text{vk}})) \cdot E \quad (6)$$

Insgesamt ergeben sich somit die Sekundärkosten für die beiden Varianten mit $K_{\text{sek},1} = 30\,400$ € und $K_{\text{sek},2} = 54\,400$ €.

Die gesamten vom Rüstungssystem abhängigen Kosten ergeben sich wie folgt (Gleichung (7)):

$$K_{\text{ges}} = K_{\text{ein}} + K_{\text{vor}} + K_{\text{räum}} + K_{\text{sek}} (+ K_{\Delta A}) \quad (7)$$

Für die beiden analysierten Rüstungssysteme können die Gesamtkosten schließlich mit $K_{\text{ges},1} = 316\,000$ € und $K_{\text{ges},2} = 212\,330$ € gegenübergestellt werden.

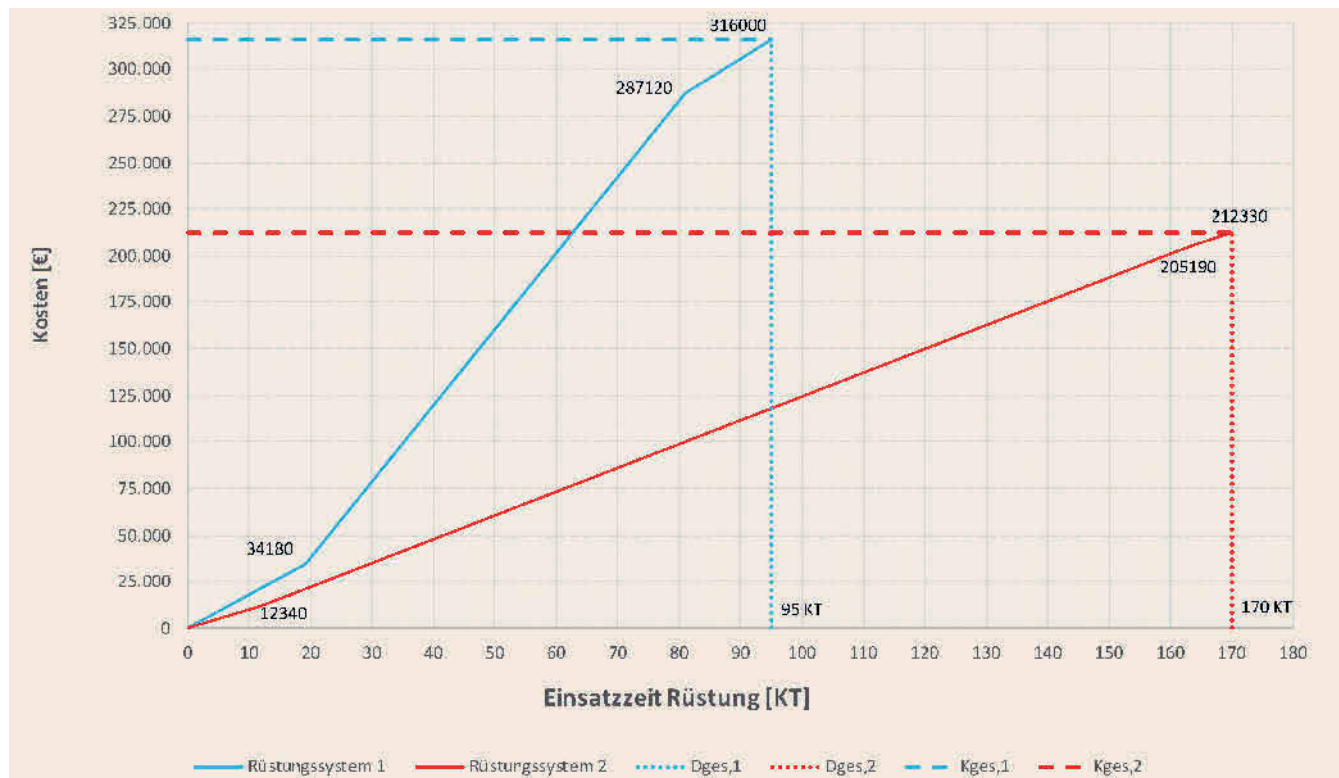


Bild 2. Zeit-Kosten-Diagramm Abb.: F. Gschösser
Fig. 2. Time-cost-comparison Source: F. Gschösser

3.2.3 Auswertung des Praxisbeispiels

Bild 2 zeigt die monetäre und zeitliche Gegenüberstellung der beiden im Praxisbeispiel analysierten Rüstungssysteme.

Hinsichtlich der gesamten vom Rüstungssystem beeinflussten Kosten ist hier eindeutig der Einfluss des höheren Materialaufwands für die stationäre Rüstung zu erkennen, sowohl bei den Montage- und Demontagekosten als auch bei den Vorhaltekosten. Die Mobilität beziehungsweise die Flexibilität des mobilen Hängengerüsts ermöglicht das Manövrieren der Arbeitsbühne zu den einzelnen Sanierungsstellen und vermeidet somit ein material- und kostenintensives Einrücken der gesamten Bogenunterseite.

Die Gegenüberstellung der notwendigen Einsatzzeiten für die Rüstungen zeigt das zeitliche Potenzial der stationären Rüstung. Die Möglichkeit der parallelen Ausführung von gleichartigen und zum Teil voneinander abhängigen Arbeitsschritten (z. B. HDW-Abtrag und Spritzbeton-Auftrag) ermöglichen eindeutige Zeiterparnisse gegenüber dem mobilen Hängengerüst. Beabsichtigt man deshalb einen gleichzeitigen Einsatz von mehreren mobilen Rüstungseinheiten oder verlangt der Auftraggeber eine möglichst kurze Sanierungsphase, so müssen Synergien bei parallelen Einrichtungs- und Räumungsvorgängen beziehungsweise Effekte hinsichtlich der parallelen Ausführung der Sanierungsmaßnahmen entsprechend berücksichtigt werden.

Beim Praxisbeispiel fiel die Wahl auf ein mobiles Hängengerüst, weil es keine Einschränkung der Baudauer gab und somit Kosten gespart werden konnten. Andererseits kann bei einem terminkritischen Projekt trotz der höheren Kosten die Entscheidung zu Gunsten der stationären Rüstung fallen.

Wie erwähnt, wurde bei diesem Vergleich von einer identischen Nutzleistung für beide Rüstungsvarianten ausgegangen (Vorauswahl der Rüstung entsprechend vorgegebener Nutzleistung). Der Einfluss einer reduzierten Nutzleistung zum Beispiel aufgrund eines reduzierten Arbeitsraums hat einen entsprechenden Einfluss auf die notwendige Vorhaltezeit für die Rüstung und die Positionspreise der einzelnen Sanierungsmaßnahmen. Eine Reduktion der für beide Rüstungen angesetzten Nutzleistung durch eine Abänderung von zum Beispiel f_3 (Einflussfaktor Arbeitsraum) von 1 auf 0,9 bewirkt für das analysierte Rüstungssystem 2 eine Verlängerung der Gesamteinsatzdauer um 33 Kalendertage auf $E_2 = 203$ KT, was weiterführend die Einheitspreise für die Sanierungsmaßnahmen ($K_{\Delta A}$), die zeitgebundenen Baustellengemeinkosten (K_{zBG}) und gegebenenfalls die Kosten für häufig sehr teure Verkehrssicherungsmaßnahmen beeinflusst.

Abhängig von der Projektphase beziehungsweise vom Blickwinkel (AG oder AN) müssen bei der Wahl des optimalen Rüstungssystems zusätzlich zu den zeitlichen und wirtschaftlichen Einflüssen auch weitere maßgebliche Kriterien (z. B. Verfügbarkeit von Personal und Gerät) beziehungsweise die Rahmenbedingungen des Gesamtprojekts (z. B. Synergie- und Konfliktpotenzial mit anderen Bauleistungen) mitberücksichtigt werden.

4 Diskussion und Fazit

Die Faktoren Kosten und Zeit haben bei der endgültigen Entscheidung für ein Rüstungssystem immer entsprechendes Gewicht. Der vorgestellte Ansatz soll sowohl für AG als auch AN als Unterstützung bei der Entscheidungsfindung hinsichtlich der

Rüstungswahl bei Betonsanierungen am Brückenbestand dienen. Ziel der Anwendung ist eine Optimierung der Rüstung in Richtung einer zeitlich bzw. kostenoptimierten Ausführung unter Berücksichtigung sämtlicher relevanter Rahmenbedingungen des Projekts.

Die dargestellte Methodik zur Bestimmung der Nutzleistung von verschiedenen Betonsanierungsverfahren liefert die Möglichkeit der Berücksichtigung von spezifischen Charakteristika der verschiedenen Rüstungsarten bei der Ermittlung von Bauzeiten und Kosten.

Momentan basieren bei diesen Leistungsermittlungen Festlegungen von ungestörten Leistungen und Leistungseinflussfaktoren meist noch auf Erfahrungswerten von Kalkulatoren, weil eine entsprechende Datenbasis im Sinne von Girmscheid [12] noch nicht zur Verfügung steht beziehungsweise sich gerade in Entwicklung befindet. Weil zukünftig eine noch weiter steigende Relevanz von Betonsanierungen am Brückenbestand zu erwarten ist, sind hierzu momentan entsprechende Datenerhebungen und deren statistische Auswertung im Gange.

Literatur

- [1] bmvit – Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie: Statistik Straße & Verkehr. 2019, www.bmvit.gv.at/service/publikationen/verkehr/strasse/statistik_strasseverkehr.html [Zugriff am: 21.08.2019].
- [2] BMVI – Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Zahlen, Daten, Fakten zu Brücken. 2019, www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html [Zugriff am: 21.08.2019].
- [3] Duchoud, J. B.: Erhaltung von Brücken und Stützbauwerke auf den schweizerischen Nationalstrassen. In: öbv – Österreichische Bautechnik Vereinigung (Hrsg.): Erfahrungen mit Nachrechnung: Vortragsunterlagen zur Brückentagung. Wien, 2017, S. 2-32.
- [4] Buschmeyer, W.; Roder, C.; Haardt, P. et al.: Zum Verstärken von Betonbrücken der Bundesfernstraßen. In: Bauingenieur 84 (2009), Heft 4, S. 172-178.
- [5] Graubner, C.-A.; Baumgärtner, U.; Fischer, O. et al.: Nachhaltigkeitsbewertung für die Verkehrsinfrastruktur. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 8, S. 331-340.
- [6] Naumann, J.: Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme. In: Bauingenieur 85 (2010), Heft 1, S. 1-9.
- [7] Bittner, K.-H.; Eichler, C.; Goj, K. et al.: Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme. In: Bauingenieur 90 (2015), Heft 3, S. 93-103.
- [8] öbv – Österreichische Bautechnikvereinigung: Richtlinie – Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton. Wien, 7. überarbeitete Ausgabe, August 2019.
- [9] Kuchler, M.: Instandsetzung von Betontragwerken. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2013 – Lebensdauer und Instandsetzung – Brandschutz. Ernst & Sohn, Berlin, 2013, S. 345-468.
- [10] Laich, D.: Umfassender Leitfaden zur Betonsanierung an Brückenbauwerken – Technische Grundlagen, Projektmanagement, Baubetrieb und Bauwirtschaft. Innsbruck, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Masterarbeit, 2018.
- [11] Girmscheid, G.: Projektabwicklung in der Bauwirtschaft – prozessorientiert – Wege zur Win-Win-Situation für Auftraggeber und Auftragnehmer. Springer-Verlag, Berlin, 2016.
- [12] Girmscheid, G.: Leistungsermittlungshandbuch für Baumaschinen und Bauprozesse. Springer-Verlag, Berlin, 2010.
- [13] ÖVBB – Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik: Richtlinie – Spritzbeton, Wien, 3. überarbeitete Auflage Dezember 2009.
- [14] ÖVBB – Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik: Richtlinie – Injektionstechnik – Teil 1 – Bauten aus Beton und Stahlbeton, Wien, 2. überarbeitete Ausgabe Januar 2008.
- [15] ÖNORM EN 12811-1: Temporäre Konstruktionen für Bauwerke – Teil 1: Arbeitsgerüste – Leistungsanforderungen, Entwurf, Konstruktion und Bemessung. Deutsche Fassung, Ausgabe Juni 2004.
- [16] ÖNORM B 4007: Gerüste – Bauarten, Aufstellung, Verwendung und Belastungen. Deutsche Fassung, Ausgabe Dezember 2015.
- [17] REFA Group: REFA in Austria – Arbeitsstudie, 2019, <https://refa-consulding.at/arbeitsstudie> [Zugriff am: 19.08.2019].
- [18] REFA – Verband für Arbeitsgestaltung, Betriebsorganisation und Unternehmensentwicklung e.V.: Methodenlehre der Betriebsorganisation – Datenermittlung. Carl Hanser Verlag, München, 1997.
- [19] Berner, F.; Kochendörfer, B.; Schach, R.: Grundlagen der Baubetriebslehre 1 – Baubetriebswirtschaft. Teubner, Wiesbaden, 2015.
- [20] Eichhorn, P.; Merk, J.: Das Prinzip Wirtschaftlichkeit : Basiswissen der Betriebswirtschaftslehre. Springer Gabler, Wiesbaden, 2016.



**Ass.-Prof. DI Dr. sc. ETHZ
Florian Gschösser**

florian.gschoeser@uibk.ac.at
Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Baubetrieb,
Bauwirtschaft und Baumanagement
Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, Österreich

Abb.: Florian Gschösser

Dipl.-Ing. Daniel Laich

daniel.laich@nievelt.at
Nievelt Ingenieur GmbH
Lorettostr. 26, 6060 Hall in Tirol, Österreich

**Univ.-Prof. DDI Dr. techn.
Arnold Tautschnig**

arnold.tautschnig@uibk.ac.at
Universität Innsbruck, Arbeitsbereich für Baubetrieb,
Bauwirtschaft und Baumanagement
Technikerstr. 13, 6020 Innsbruck, Österreich



Planungsbüro Dipl. Ing. Färber

Wir suchen ab sofort

Bauingenieure (TU/FH) für Straßenbau

Planung und / oder Bauleitung

Sie suchen eine berufliche Veränderung oder Neueinstieg. Wir bieten interessante Aufgaben im Raum München, angenehme Arbeitsbedingungen, überdurchschnittliche Gehälter ...

Rufen Sie uns einfach an !

Planungsbüro Dipl.-Ing. Martin Färber
Freseniusstraße 2 81247 München
Tel.: 0179 – 29 58 531, 089 – 89125010

IMPRESSUM

ISSN 0005-6650, 94. Jahrgang 2019

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger (Sprecher)
Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen

Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam
Institut für Geotechnik, TU Wien

Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Kfm. Shervin Haghsheini
Institut für Technologie und Management
im Baubetrieb, Karlsruher Institut für Technologie

Prof. Dr.-Ing. habil. Hartmut Pasternak
Lehrstuhl für Stahl- und Holzbau
Brandenburgische Universität (BTU)

Prof. Dr.-Ing. Peter Wriggers
Institut für Kontinuumsmechanik
Leibniz Universität Hannover

Alle Hauptaufsätze sind durch die
Herausgeber begutachtet und rezensiert.

verantwortlich für

Hauptaufsätze:

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen
Tel. 02 41 / 80 25 170
jhegger@imb.rwth-aachen.de

Produkte & Projekte:

Heike Weßel, Redaktion
VDI Fachmedien GmbH & Co. KG
VDI-Platz 1, 40468 Düsseldorf
Tel. 02 11 / 61 03-484
hwessel@vdi-fachmedien.de

Anne Katrin Breckenkamp,
Redaktionssekretariat

Tel. 02 11 / 61 03-171
abreckenkamp@vdi-fachmedien.de

Der Bauingenieur ist offizielle Organzeitschrift des VDI-Fachbereichs Bautechnik.

Hinweise für Autoren und Veröffentlichungs-
grundlagen finden Sie im Internet unter
www.bauingenieur.de
(Auswahl: Hinweise für Autoren).

Verlag

VDI Fachmedien GmbH & Co. KG
Unternehmen für Fachinformationen
VDI-Platz 1, 40468 Düsseldorf
Postfach 10 10 22, 40001 Düsseldorf
Commerzbank AG, BLZ 300 800 00,
Kontonummer: 02 121 724 00
SWIFT/BIC-Code: DRES DE 3300,
IBAN: DE69 3008 0000 0212 1724 00

Geschäftsführung

Ken Fouhy, B.Eng.

Layout

Alexander Reiß

Druck

KLIEMO printing, Hütte 53, 4700 Eupen, Belgien

Copyright

Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge
und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt.

Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des
Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des
Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbe-
sondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen,
Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und
Verarbeitung in elektronischen Systemen. Für
unverlangt eingesandte Manuskripte kann keine
Gewähr übernommen werden.

Vertrieb und Leserservice

Leserservice VDI Fachmedien,
65341 Eltville
Tel. 06123 9238-202
Fax 06123 9238-244
vdi-fachmedien@vdi-service.de
Vertriebsleitung: Ulrike Gläsele

Bezugspreis

11 Ausgaben (davon 7/8 als Doppelheft)
Jahresabonnement: € 419,-
VDI-Mitglieder: € 377,10
VDI-Bau-Mitglieder: € 209,50
Studenten: € 105,- (gegen Studienbescheinigung)
Preise Inland inkl. MwSt., Ausland exkl. MwSt.
zzgl. Versandkosten (Inland: € 14,-, Ausland: € 34,-,
Luftpost auf Anfrage)
Einzelheft: € 46,- inkl. MwSt. zzgl. Versandkosten
Der Bezugszeitraum beträgt mindestens ein Jahr.
Das Abonnement verlängert sich um ein weiteres
Jahr, wenn es nicht 6 Wochen vor Ablauf des
berechneten Bezugszeitraumes schriftlich
gekündigt wird.



Leitung Media Sales
Sarah-Madeleine Simon
ssimon@vdi-fachmedien.de
Tel. 0211 / 61 03-166

Anzeigenverkauf

Verlagsbüro Siegfried Pachinger
Tel. 0521 / 977 998-80
Fax 0521 / 977 998-90
sven.pachinger@verlagsbuero-pachinger.de

Es gilt der Anzeigentarif Nr. 53 vom 1. Januar 2019.

Weitere Informationen unter
www.bauingenieur.de



INGENIEUR.de
TECHNIK - KARRIERE - NEWS

powered by VDI Verlag

Starten Sie durch – auf INGENIEUR.de!

**Das TechnikKarriereNews-Portal für
Ingenieure und IT-Ingenieure.**

Was immer Sie für Ihre Karriere brauchen – Sie finden es auf ingenieur.de:
Auf Sie zugeschnittene Infos und Services, Stellenangebote in der Jobbörse, Firmenprofile, Fachartikel,
Gehaltstest, Bewerbungstipps, Newsletter und alles zu den VDI nachrichten Recruiting Tagen.

Jetzt HLH*
abonnieren,
20 % RABATT
bekommen.



12
AUSGABEN
PRO JAHR

*
Angebot nur gültig
für Neu-Abonnenten

Sie wollen sich über das fachliche Gesamtgeschehen auf den Gebieten Heiz-, Raumluf-, Sanitär- und Gebäudetechnik informieren?

Dann abonnieren Sie als Leser der Zeitschrift Bauingenieur jetzt die Fachzeitschrift HLH*, das Organ des VDI für Technische Gebäudeausrüstung. Auf das Jahres-Abo erhalten Sie im ersten Jahr 20 % Rabatt – **statt 199 EUR zahlen Sie nur 159,20 EUR** zzgl. 14,50 EUR Versandkosten innerhalb Deutschlands!

Jetzt abonnieren!

VDI Fachmedien GmbH & Co. KG, Leserservice, 65341 Eltville

Telefon: +49 6123 9238-202, Telefax: +49 6123 9238-244, vdi-fachmedien@vuservice.de