

04
2021

Konstruktiver Ingenieurbau

Grundbau

Langzeitwirksamkeit von gemischtkörnigen mineralischen Abdichtungen und geosynthetischen Tondichtungsbahnen in Deponieoberflächenabdichtungen

Mauerwerksbau

Verbesserung der Erdbebensicherheit von Lehmmauerwerk – Teil 2

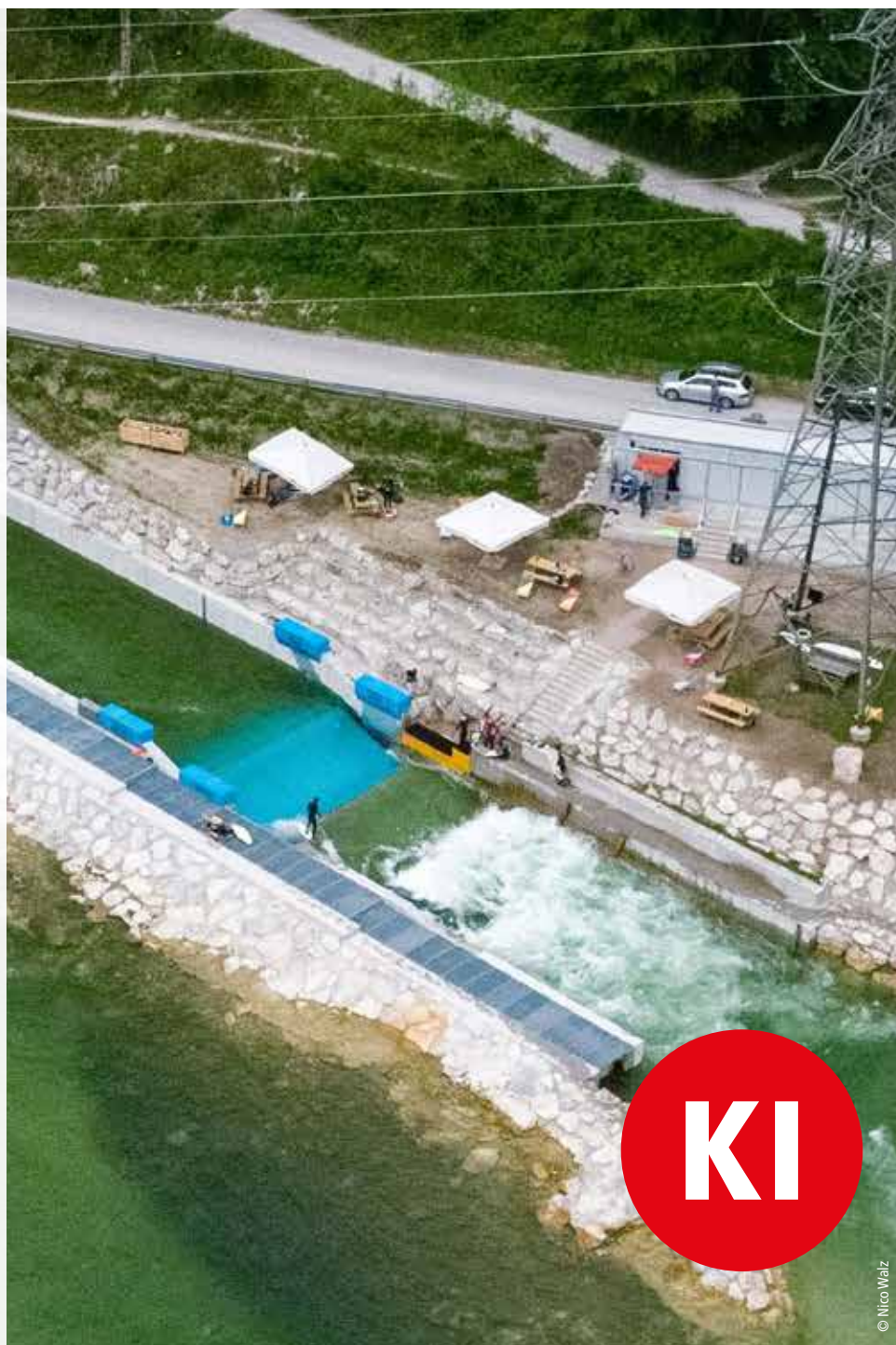
Holzbau

Konstruktiver Kraftakt in acht Riegeln

Effiziente Verbindungen für Brettsperrholz unter Scheibenbeanspruchung

Bauphysik

Neue DIN EN ISO 717 für die Bewertung der Schalldämmung



© Nico Walz

Gestalten Sie mit uns die Zukunft der Autobahn.

Sie haben gerne das große Ganze im Blick? Wir auch!

Mit rund 13.000 km Bundesautobahnnetz gibt es für uns viel zu tun. Werden Sie Teil des Teams, das dieses leistungsfähige Netz erhält, ausbaut und betreibt.

Wir bieten Ihnen zum nächstmöglichen Zeitpunkt unbefristet eine Karriere als

Fachingenieur (w/m/d) Konstruktiver Ingenieurbau

in unserer **Zentrale** in Berlin



Konstrukteur (w/m/d) Entwurfs- und Ausführungsplanung

in unserer **Niederlassung Ost** in Halle (Saale)



Brückenbauingenieur (w/m/d)

in unserer **Niederlassung Südwest** in Stuttgart



Bauingenieur (w/m/d) in den Bereichen Straßenbau, Betrieb und Verkehr

in unserer **Niederlassung Westfalen**
in Bochum und Osnabrück



Was wir Ihnen bieten:

- Mitwirken an der Zukunft der Autobahnen in Deutschland
- Sicherer Arbeitsplatz durch 100% Bundeseigentum und eigenen Tarifvertrag
- Respektvoller Umgang, offene Kommunikation und Chancengleichheit
- Familienfreundlichkeit durch hohes Maß an Eigenverantwortung
- Aktive Mitgestaltungsmöglichkeiten in einem innovativen Unternehmen

Weitergehende Informationen sowie **weitere offene Positionen** finden Sie auf unserer Karrierewebsite:
<https://autobahn.de/karriere>



Willkommen im Team Autobahn.

www.autobahn.de



**Die
Autobahn**
EINE FÜR ALLE.



Dr.-Ing. Frank Purtak

TragWerk Ingenieure
Döking+Purtak GmbH

Prellerstraße 9
01309 Dresden

info@tragwerk-ingenieure.de
www.tragwerk-ingenieure.de

Liebe Leserinnen und Leser,

kürzlich hatte ich ein interessantes Gespräch mit einem Bauingenieur-Absolventen im Konstruktiven Ingenieurbau. Als wir über die Projektbearbeitung bis zur Fertigstellung von Bauvorhaben sprachen, vertrat er die Meinung, dass aufgrund der Computerentwicklung heute alles viel schneller ginge und die Bauwerke auch besser geplant würden.

Obwohl viele IngenieurInnen bei der täglichen Arbeit ungerne auf die moderne Rechentechnik verzichten mögen, sind die Planungs- und Bauzeiten nur selten kürzer als bei vergleichbaren Projekten in der Vergangenheit.

Häufig ist gerade das Gegenteil der Fall; wenn man beispielsweise bedeutende Bauwerke wie das technisch hoch ausgestattete Empire State Building betrachtet. Die Arbeiten an den Fundamenten begannen im Januar 1930 und die Einweihung durch den amerikanischen Präsidenten Hoover folgte schon am 1. Mai 1931; nach einer Bauzeit von nur 16 Monaten! Als weiteres Beispiel soll die Frauenkirche in Dresden als erste bedeutende und noch heute größte protestantische Kirche in Deutschland dienen. Die Grundsteinlegung war am 26. August 1726 und der Abschluss der Bauarbeiten an der steinernen Kuppel bereits 1738. Im Jahr 1743 war der barocke Neubau, welcher 200 Jahre lang das Stadtbild bis zur Zerstörung prägte, vollendet. Wesentlich „sportlicher“ gelang über 1000 Jahre zuvor der Bau der Hagia Sophia im heutigen Istanbul. Von der Grundsteinlegung am 23. Februar 532 bis zur Eröffnung am 27. Dezember 537 vergingen nicht einmal 6 Jahre – welche Meisterleitung!

Den Computer hatte Konrad Zuse noch nicht erfunden und trotzdem gingen bei den genannten Bauwerken sowohl Planung als auch Rea-

lisierung rasend schnell. Seit vielen Jahren optimieren und verbessern wir Planende ständig unsere Arbeitsprozesse; nun auch mit der BIM-Methode. Kürzlich wurde eine, von unserem Büro tragwerksplanerisch betreute, kleine kommunale Sporthalle eingeweiht. Als die vier Wände mit dem Dach endlich nach fünf Jahren Planungs- und Bauzeit tatsächlich fertiggestellt waren, fiel allen Planungsbeteiligten ein Stein vom Herzen. Wie konnte denn so etwas passieren und von wem ist das so gewollt? Es sind offensichtlich nicht nur ein Computer und effektive Planungsmethoden vonnöten.

Noch ist mir unklar, ob zielorientiertes Herangehen gepaart mit Organisationstalent wirklich durch ein verfahrensorientiertes Verwaltungssystem mit vielen „Managern und Koordinatoren“, die vor dem Computer sitzen, die Zukunft verbessern werden. Benötigen wir nicht vielmehr eine (Bau-)Kultur, wo Engagement und Leidenschaft für eine nachhaltige Entwicklung unserer Gesellschaft mit Lösungsorientierung im Vordergrund stehen? Dabei wird uns der Computer sicher als modernes Werkzeug hilfreiche Dienste leisten.

Komplexe Aufgaben mit vielen Beteiligten lassen sich eben nur dadurch lösen, dass jeder seinen Beitrag im eigenen Fachbereich leistet und dabei den Blick für das große Ganze behält. So wie historische Bauwerke seit Jahrhunderten ihren Zweck erfüllen und wir uns an ihrem Anblick erfreuen dürfen, ist es unsere Verantwortung, Gleiches für nachfolgende Generationen zu schaffen – allerdings verbunden mit der schwierigen Aufgabe, dabei die uns beherbergende Natur zu erhalten.

Frank Purtak



Grundbau

Manuel Melsbach, Emanuel Birle,
Wolf-Ulrich Henken-Mellies, Dirk Heyer
Langzeitwirksamkeit von
gemischtkörnigen mineralischen
Abdichtungen und geosynthetischen
Tondichtungsbahnen in
Deponieoberflächenabdichtungen 5

Mauerwerksbau

Jörg Braun
Verbesserung
der Erdbebensicherheit von
Lehmmauerwerk – Teil 2 15

Holzbau

Susanne Jacob-Freitag
Konstruktiver Kraftakt
in acht Riegeln 27

Tobias Schmidt
Effiziente Verbindungen
für Brettsper Holz
unter Scheibenbeanspruchung 36



27



57

Titelbild



60

FRILO Software GmbH, „THE.RIVERWAVE“ in Ebensee

Bauphysik

Peter Schmidt
Neue DIN EN ISO 717
für die Bewertung
der Schalldämmung

47

Aktuelles

Interview mit Tragswerksplaner
Dipl.-Ing. Michael Werwigk
Neue Akzente im Holzbau

57

Editorial	1
News	55
Veranstaltungen	56
Impressum	59
Produktinformationen	60

Grundbau



Diagram illustrating the layers of a landfill construction (from top to bottom):

- Rekultivierungsschicht
- Vlies
- Dränern/Wirngelege
- Vlies
- Dichtung (z.B. GTD)
- Ausgleichsschicht
- Gasdränschicht
- Trennvlies
- Abfallkörper

5

Während bei Kunststoffdichtungsbahnen die Extrapolation von Laborergebnissen eine relativ gute Prognose der Langzeitstabilität ermöglicht, ist eine Beurteilung bei mineralischen Komponenten wesentlich komplexer, da das Verhalten von mehreren Parametern beeinflusst wird. Die für die Abdichtungswirkung der mineralischen Komponente maßgeblichen Parameter wie Durchlässigkeitsbeiwert, Wassergehalt und Dichte verändern sich über die Zeit durch äußere Einwirkungen, wie z.B. Austrocknung, Eindringen von Pflanzenwurzeln und Wühltätigkeit von Tieren. Durch die Abhängigkeit von klimatischen Einflüssen verändern sich die Eigenschaften der mineralischen Dichtungskomponente in der Regel nicht linear über die Zeit [2]. Außergewöhnliche Einwirkungen, z.B. langanhaltende Trockenphasen, können deutliche Veränderungen der mineralischen Abdichtung hervorrufen und machen so die Erbringung eines Langzeitnachweises schwierig [3].

Bei feinkörnigen, mineralischen Abdichtungsmaterialien wurden in der Vergangenheit vermehrt Schadensfälle bekannt, die auf die Bildung von Trocknungsrisen, besonders nach heißen Sommern mit langen Trockenphasen, zurückzuführen sind. Austrocknungsrisen sind bei erneutem Wasserzutritt in der Regel nicht reversibel. Einmal aufgetreten, stellen sie eine Wasserwegsamkeit dar, sodass die Wirksamkeit der Abdichtung nach einmaliger schädlicher Wassergehaltsänderung verloren gehen kann [4]. Dies wurde auch von Henken-Mellies [5] anhand der Auswertung von Sickerwassermengen bayerischer Deponien in der Nachsorgephase mit singulären Ton-Dichtungen gezeigt.

Gemischtkörnige Dichtungsmaterialien sind deutlich weniger empfindlich gegenüber Austrocknung als reines Feinkornmaterial. Einerseits führt der geringere Feinkornanteil zu einem niedrigeren Schrumpfpotential, andererseits wird das Wachstum von Austrocknungsrisen vom Grobkorn gehemmt. Außerdem wirkt das Grobkorn stabilisierend, wodurch geringere Rissweiten zu erwarten sind. [6]

Einen wesentlichen Einfluss haben auch die Einbaubedingungen, wie Einbauwassergehalt, Verdichtungsgrad und Luftporenanteil. Für gemischtkörnige Abdichtungen wird der Einbau auf der trockenen Seite des



Bild 2: Beispiel für einen Erkundungsschurf in einer Oberflächenabdichtung

Proctoroptimums mit einem geringen Luftporenanteil gefordert [7].

Als Alternative zu feinkörnigen oder gemischtkörnigen Abdichtungsschichten finden geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTDs) Anwendung. Sie bestehen zumeist aus Natrium-Bentonitmatten und besitzen aufgrund der hohen Quelfähigkeit des Materials ein Selbstheilungsvermögen. Bei Wiederbefeuchtung nach vorangegangener Austrocknung erhalten sie ihre Abdichtungswirkung innerhalb relativ kurzer Zeit weitgehend zurück. Natrium-Bentonit wandelt sich jedoch durch Ionenaustauschvorgänge innerhalb weniger Jahre in Calcium-Bentonit um, wodurch sich die Permittivität/Durchlässigkeit um rund eine Zehnerpotenz erhöht [8].

Wegen der schwer zu beurteilenden Langzeitstabilität wurden Aufgrabungen (Bild 2) an Oberflächenabdichtungen mit längeren Liegezeiten an verschiedenen Deponiestandorten in Bayern durchgeführt. Diese werden nachfolgend beschrieben und die dazugehörigen Untersuchungsergebnisse erläutert.

Darüber hinaus werden Ergebnisse von zyklischen Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungsversuchen an gemischtkörnigen Materialien im Technikumsmaßstab vorgestellt.

Aufgrabungen an Deponieoberflächenabdichtungen

Standorte und Durchführung

Zwischen Oktober 2017 und Juni 2020 wurden an sechs verschiedenen Deponiestandorten in Bayern insgesamt 26 Schürfe in Oberflächenabdichtungen angelegt. Die untersuchten Deponien sind mit einem singulären Abdichtungselement, bestehend aus einer Bentonitmatten oder gemischtkörnigem mineralischem Material ohne zusätzliche Auflage einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB) abgedichtet. Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die Standorte der Aufgrabungen und den Systemaufbauten.

Die Liegezeiten der Abdichtungen betrugen zum Untersuchungszeitpunkt zwischen 11 und 28 Jahren. Auf den einzelnen Deponien wurden mehrere Schürfe mit einem Minibagger angelegt, um unterschiedliche Böschungsneigungen und Himmelsrichtungen, sowie Kuppenlagen zu berücksichtigen. Diese variieren in Sonneneinstrahlungsdauer und -intensität und sind unterschiedlich stark windexponiert.

Begleitend zum Aushub wurden, neben einer umfassenden Bodenansprache und Dokumentation, Felduntersuchungen durch-

Tabelle 1: Übersicht über die Standorte der Aufgrabungen

Deponie/ Standort	Dicke Reku-Schicht [m]	Art der Dränschicht	Dichtungs- element	Baujahr der Abdichtung	Mittlere Jahresniederschlag [mm]
A Oberbayern	0,9–1,2	Dränmatte, Trennvlies, Schotter	0,5 m gem. mineral. D.	1990, 1994, 1996	1700
B Oberbayern	0,9–1,1	nur Trennvlies	0,5 m gem. mineral. D.	ca. 1990	1240
C Unterfranken	0,85–1,5	Dränmatte	GTD, 2-lagig	2005 – 2006	810
D Unterfranken	1,5–1,7	Dränmatte	GTD, 1-lagig	ca. 1995	750
E Oberfranken	0,9–1,4	Dränmatte	GTD, 1-lagig	ca. 1999	731
F Niederbayern	1,2–1,7	0,3 m Sand-Kies	GTD, 1-lagig + mineral. D.	1994–1995	793

geführt. Dabei wurden hauptsächlich Dichten und Wassergehalte mittels einer Radioisotopsonde in verschiedenen Tiefen der einzelnen Funktionsschichten bestimmt. Ferner wurden aus unterschiedlichen Tiefen Boden- und Bentonitmattenproben zur Untersuchung im Labor entnommen.

Untersuchungsergebnisse

Rekultivierungsschichten

Die im Rahmen der Aufgrabungen ange-
troffenen Rekultivierungsschichten waren
zwischen 0,9 m und 1,5 m mächtig und
gehörten zumeist den Bodengruppen ST,
ST*, GT*, vereinzelt auch GT und TL, TM nach
DIN 18196 an. Ihre Wassergehalte lagen
im Mittel bei 13,4 %. Die nutzbaren Feld-
kapazitäten lagen zwischen 181 und 361 mm
und somit entsprechend DepV [1] über dem
Anforderungswert von mindestens 140 mm,
wodurch ein gutes Wasserspeichervermö-
gen gegeben war. Die nach GDA E2-31 [12]
geforderten Luftkapazitäten von mindestens
8 Vol-% wurden zumeist nicht erreicht. Sie
lagen im Mittel bei 4,5 %. Weiterhin wurden
hohe Verdichtungsgrade D_{pr} zwischen 90 %
und 102 % ermittelt. Im Zusammenhang
mit den niedrigen Werten der Luftkapazität
scheinen sich die hohen Verdichtungsgrade
hauptsächlich auf das Makroporengefüge

der Rekultivierungsschichten auszuwirken.
Trotz dieser Werte wiesen alle untersuchten
Rekultivierungsschichten einen guten, flä-
chendeckenden Bewuchs mit Gräsern und
Kräutern auf, sodass auch der Erosionsschutz
sichergestellt war.

Entwässerungsschichten

Die Entwässerungsschichten bestanden bei
den meisten der untersuchten Deponien aus
einer Dränmatte. Diese waren, abgesehen
von einer Ausnahme, optisch in sehr gutem
Zustand. Nur selten waren einzelne Wur-
zeln im Dränkern festzustellen. Ein Eintrag
von Bodenmaterial aus der Rekultivierungs-
schicht in den Dränkern war in keinem Schurf
zu erkennen. Aufgrund der Erkenntnisse ist
davon auszugehen, dass die Funktionsfähig-
keit der Dränmatten noch über einen länge-
ren Zeitraum gewährleistet ist.

Gemischtkörnige Abdichtungsmaterialien

Die im Rahmen der Aufgrabungen auf den
Deponien A und B vorgefundenen gemischt-
körnigen Abdichtungen waren optisch in
einem sehr guten Zustand. Sie sind nach
DIN 18196 der Bodengruppe GT* zuzu-
ordnen. Austrocknungsrisse waren weder
an der Oberfläche der Abdichtungsschicht
noch im Inneren zu erkennen. Bild 3 zeigt

die Korngrößenverteilungen der beprobten
Abdichtungsmaterialien. Diese zeigen einen
stetigen Kornaufbau an der Grenze zwischen
„schwimmender“ und „tragender“ Grob-
kornmatrix. Ein großer Teil der untersuchten
Materialien liegt innerhalb des von Heyer
et al. [6] empfohlenen Körnungsbandes für
gemischtkörnige Abdichtungen und lässt
auch von daher gute Eigenschaften in Bezug
auf die hydraulische Durchlässigkeit sowie
das Austrocknungs- und Wiederbefeuch-
ungsverhalten erwarten.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte lagen, abgese-
hen von zwei Proben, zwischen $5,7 \cdot 10^{-11}$ m/s
und $5 \cdot 10^{-10}$ m/s und somit deutlich unter dem
Anforderungswert von $k < 5 \cdot 10^{-9}$ m/s.

Es kann davon ausgegangen werden, dass
die gemischtkörnigen Abdichtungen im Laufe
ihrer Liegezeiten zwischen 22 und 30 Jahren
keine schädlichen Einwirkungen erfahren
haben. Dies lässt auf eine hohe Widerstands-
fähigkeit der gemischtkörnigen Abdichtun-
gen schließen, da der Zeitraum zwischen
Einbau und den durchgeführten Aufgrabun-
gen mehrere Sommer mit extremer Trocken-
heit einschließt.

In vielen Schürfen waren die Rekultivie-
rungsschicht und die Abdichtung nur mit

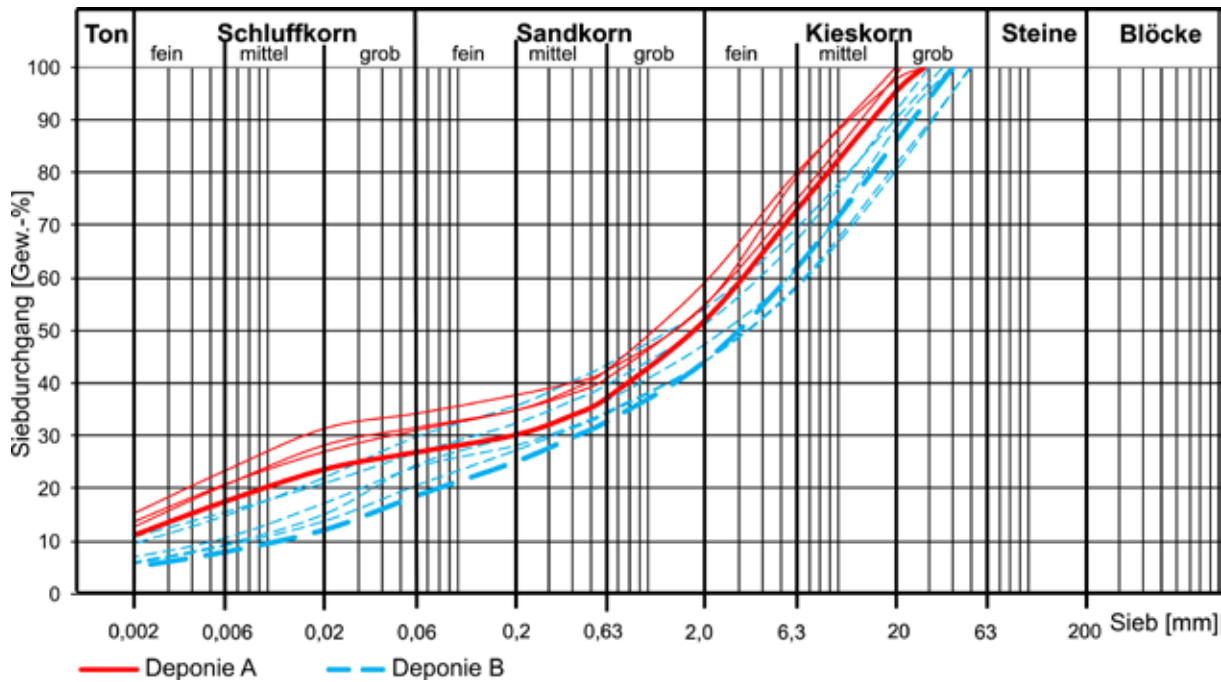


Bild 3: Korngrößenverteilungen der gemischtkörnigen Abdichtungen. Die hervorgehobenen Abdichtungsmaterialien wurden für die nachfolgend beschriebenen Technikumsversuche verwendet.

einem Vlies getrennt. An der Oberfläche der Dichtungsschichten waren einzelne Erosionsrinnen erkennbar. Hier wurden über die Liegezeit wenige Millimeter des Feinkorns abgetragen. In Schürfen mit einer Dränmatte oder einer mineralischen Entwässerungsschicht wurde dieses Phänomen nicht beobachtet. Es ist daher vermutlich auf die geringere Dränageleistung der Trennvliese zurückzuführen. Dennoch ist von diesen oberflächlichen Erosionserscheinungen keine Auswirkung auf die Abdichtungswirkung zu erwarten, da sie im Verhältnis zur Gesamtdicke der Schicht sehr klein sind. In einem Schurf wurden auf der Oberfläche der gemischtkörnigen Abdichtung im Bereich einer Erosionsrinne feine Wurzeln erkundet. Diese waren jedoch nur oberflächlich erkennbar und nicht in die Dichtung eingedrungen.

Die Ergebnisse der Aufgrabungen zeigen, dass die gemischtkörnigen Abdichtungen offenbar relativ unempfindlich auf äußere Einwirkungen reagieren und im Zusammenhang mit den vorgefundenen Systemaufbauten eine gute Langzeitstabilität haben.

Geosynthetische Tondichtungsbahnen

Die ausgegrabenen Bentonitmatten (GTD) wiesen bis auf eine Ausnahme mit sichtbaren

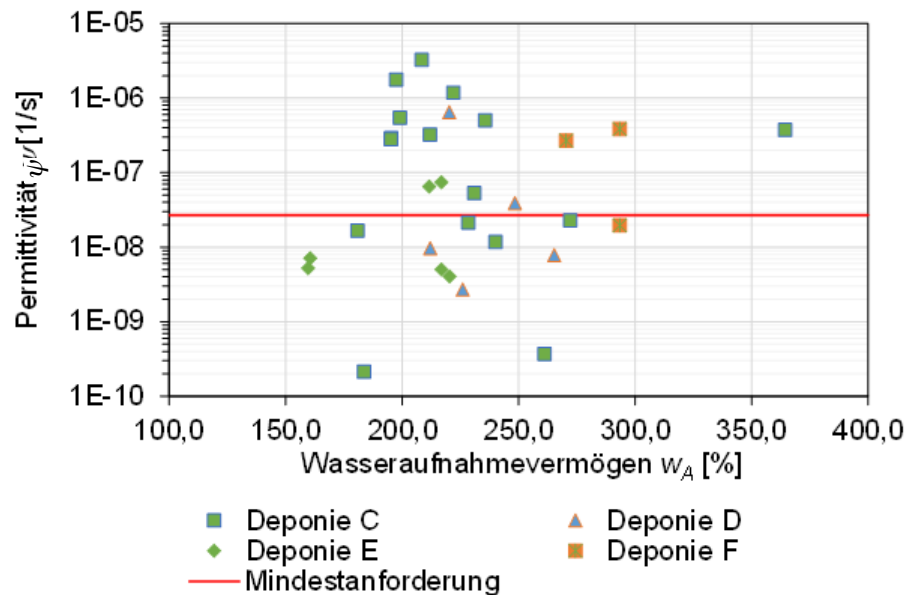


Bild 4: Permittivitäten ψ der GTDs in Bezug auf Wasseraufnahmevermögen w_A

Rissen einen optisch guten Zustand mit weich plastischem Bentonitmaterial auf. In manchen Schürfen waren oberhalb und in Einzelfällen auch unterhalb der GTD feine Haarwurzeln erkennbar.

Das Wasseraufnahmevermögen von Bentonitmatten sollte nach GDA E2-36 [9] bei mindestens $w_A > 450\%$ liegen. Das durchschnittliche

Wasseraufnahmevermögen der untersuchten GTDs lag jedoch nur bei 228%, was belegt, dass im Laufe der Liegezeit bereits Ionenaustausch stattgefunden hat.

Nach DepV (2009) ist im Zusammenhang mit BQS 5-5 [10] eine Permittivität von $\psi \leq 2,7 \cdot 10^{-8} [1/s]$ bei einer Aufstauhöhe von 0,3 m einzuhalten. Die Permittivität ist die auf

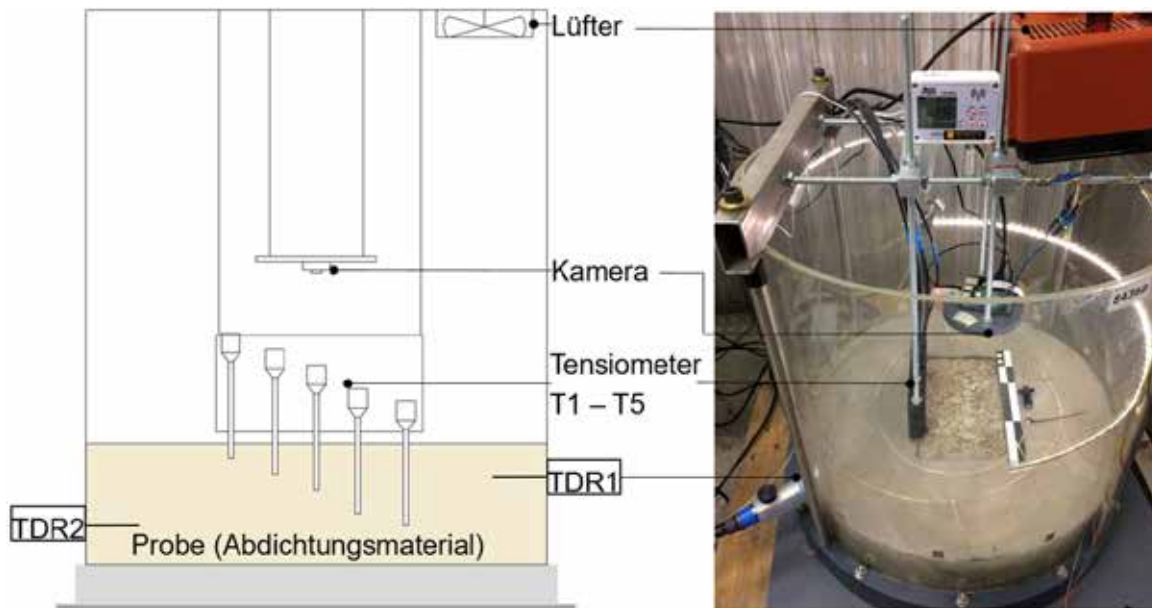


Bild 5: Versuchsstand für Austrocknungsversuche an mineralischen Abdichtungsmaterialien

die Dicke des Abdichtungselements bezogene Wasserdurchlässigkeit. Bei Bentonitmatten erlaubt sie Rückschlüsse auf die Auswirkungen deren relativ geringer Dicke, welche zusätzlich von Quellvorgängen und der Auflast abhängt. Die im Labor ermittelten Permittivitäten der ausgegrabenen GTDs lagen im Mittel bei $1,3 \cdot 10^{-6}$ [1/s]. Minimal- und Maximalwert lagen bei $2,1 \cdot 10^{-10}$ [1/s] und $2,3 \cdot 10^{-5}$ [1/s]. Etwa die Hälfte der untersuchten Proben erfüllte den Anforderungswert nicht mehr. Das Wasseraufnahmevermögen von Bentonitmatten steht normalerweise im Zusammenhang mit der Permittivität [11]. Die in Bild 4 in Bezug zum Wasseraufnahmevermögen dargestellten Permittivitäten lassen jedoch keinen eindeutigen Zusammenhang erkennen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die untersuchten GTDs nach Liegezeiten zwischen 11 und 23 Jahren erheblich in ihrer Abdichtungswirkung nachgelassen haben. Bei den in Deponie C doppelt verlegten Bentonitmatten wäre eine etwas geringere Permittivität der unteren Lage zu erwarten gewesen, da diese durch die obere Lage besser vor Austrocknung geschützt sein sollte und somit über die Liegezeit weniger schädliche Einwirkungen erfahren haben dürfte. Diese Annahme konnte jedoch durch die Untersuchungsergebnisse nicht bestätigt werden. Eine abschließende Bewertung der starken Streu-

ung der Ergebnisse ist schwierig, da die Beobachtungen nur eine punktuelle Momentaufnahme darstellen. Auch muss berücksichtigt werden, dass die Entwicklung von Bentonitmatten in den letzten Jahren fortgeschritten ist und neue Produkte nicht in allen Eigenschaften mit den aufgegrabenen Bentonitmatten vergleichbar sind.

Technikumsversuche

Untersuchungsziele und Versuchstechnik

Zur Bestimmung der Trockenrissbildung in gemischtkörnigen Abdichtungsmaterialien wurden Untersuchungen im Technikumsmaßstab durchgeführt. Der in Bild 5 dargestellte Versuchsstand mit einem Durchmesser von 63 cm gewährleistet die Minimierung von Randeinflüssen auf das Rissverhalten des zu untersuchenden Materials.

Um die jahreszeitlichen Schwankungen im Wasserhaushalt einer Deponie abzubilden, wurde das Material in mehreren Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungszyklen beansprucht. In der Mitte des mit 10 cm Höhe scheibenartig eingebauten Abdichtungsmaterials war ein Sichtfenster angeordnet, um die an der Oberfläche entstehenden Austrocknungsrisse mittels einer Kamera (8 Megapixel Auflösung) zu erfassen. Die Saugspannungen ψ in 1 cm, 2 cm, 3 cm,

5 cm und 7 cm Tiefe wurden mittels am Rand des Ausschnitts angeordneter Tensiometer aufgezeichnet. Um den Sichtausschnitt herum war ein Vlies angeordnet, über das der Boden im Anschluss an die Austrocknung wiederbefeuchtet wurde. Die Bewässerung des Sichtbereichs erfolgte dabei indirekt durch kapillaren Wassertransport zur Mitte hin. Während der Bewässerung war der Versuchsstand mit einer Folie abgedeckt um die Verdunstung zu minimieren. Das Setup war in einer Klimakammer, bei konstanten Verhältnissen von 25°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 40 % untergebracht. Ein auf dem Versuchsstand angeordneter Lüfter sorgte für eine bessere Luftzirkulation innerhalb des Versuchszyinders.

Die untersuchten gemischtkörnigen Abdichtungsmaterialien stammen von den Deponien A und B und wurden im Rahmen der Aufgrabungen entnommen. Sie wurden mittels eines Handproctorhammers in den Versuchsstand eingebaut. Die bodenmechanischen Eigenschaften der Materialien sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

Die Korngrößenverteilungen der verwendeten Abdichtungsmaterialien können Bild 3 (hervorgehobene Linien) entnommen werden.

Entsprechend dem LfU/LANUV-Arbeitsblatt 6 [7] erfolgte der Einbau auf der

Tabelle 2: Bodenmechanische Eigenschaften der untersuchten Abdichtungsmaterialien

Material	Korngrößenverteilung			Proctor		Durchlässigkeit		Einbaubedingungen			
	<0,002 mm	>0,06 mm	<2 mm	w_{pr}	r_{pr}	k	ρ_d	w	ρ_d	D_{pr}	n_a
	[%]	[%]	[%]	[%]	[g/cm ³]	[m/s]	[g/cm ³]	[%]	[g/cm ³]	[%]	[%]
Dep. A	11,2	26,9	52,2	7,9	2,203	$5,0 \cdot 10^{-10}$	2,08	6,0	2,150	97,6	9,48
Dep. B	5,0	18,5	44,2	7,2*	2,223*	$3,4 \cdot 10^{-9}$	2,23	5,5	2,200	99,0	8,13

* w'_{pr} und ρ'_{pr} (berücksichtigt den für den Versuch abgesiebten Überkornanteil)

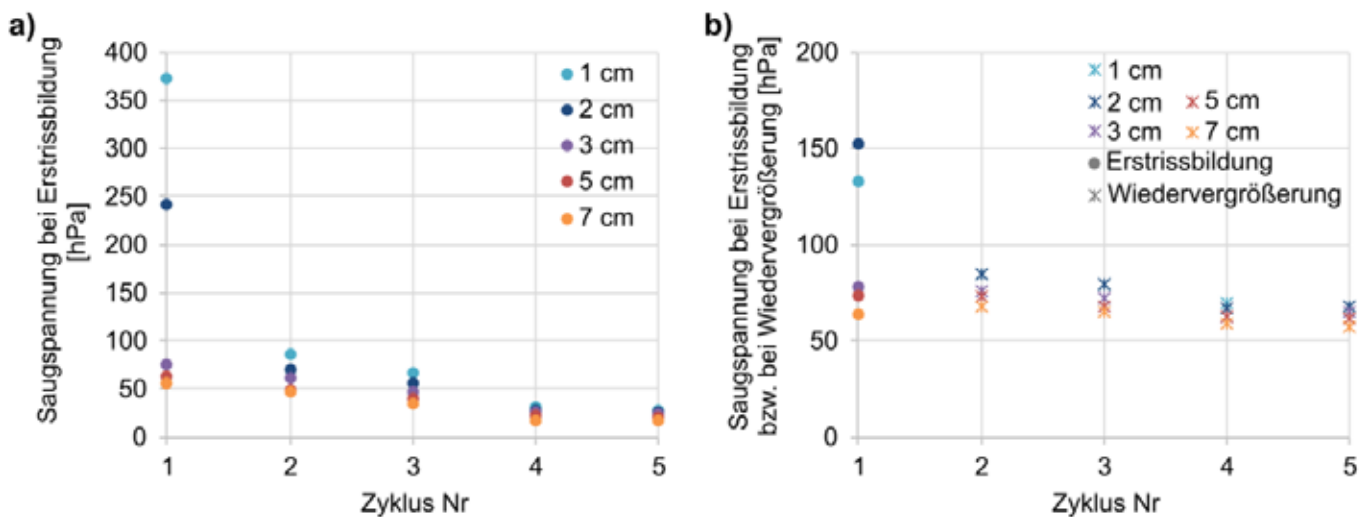


Bild 6: Rissinitiation bzw. Wiedervergrößerung in Bezug zur Saugspannung der Materialien aus a) Deponie A und b) Deponie B



Bild 7: Rissbilder des Abdichtungsmaterials der Deponie B am Ende des fünften Austrocknungszyklus: a) gewählter Bildausschnitt b) Graustufenbild mit Grauwerten unterhalb Schwellenwert S_1 und c) Schwarz-weiß-Bild mit reduziertem Bildrauschen

trockenen Seite, hier ca. 2 % unter dem Proctoroptimum. Der geforderte Luftporenanteil von $n_a < 3$ % konnte aufgrund der Elastizität und Empfindlichkeit des Plexigalszylinders des Versuchstandes nicht erreicht werden. Die tatsächlichen Luftporenanteile lagen daher deutlich darüber (siehe Tabelle 2).

Nach dem Einbau wurde das Abdichtungsmaterial bewässert und anschließend jeweils fünf Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungszyklen unterzogen. Saugspannungen und Wassergehalte wurden alle 30 Minuten erfasst. Im selben Zeitintervall wurden Fotos der Bodenoberfläche aufgenommen.

Versuchsergebnisse und Diskussion

Nach dem Einbau des Abdichtungsmaterials in den Versuchsstand und der erfolgten Erstbewässerung wurde die Austrocknung gestartet. Das Material aus Deponie A zeigte bei der ersten Austrocknung eine Rissinitiation bei einer Saugspannung von $\psi = 373$ hPa in

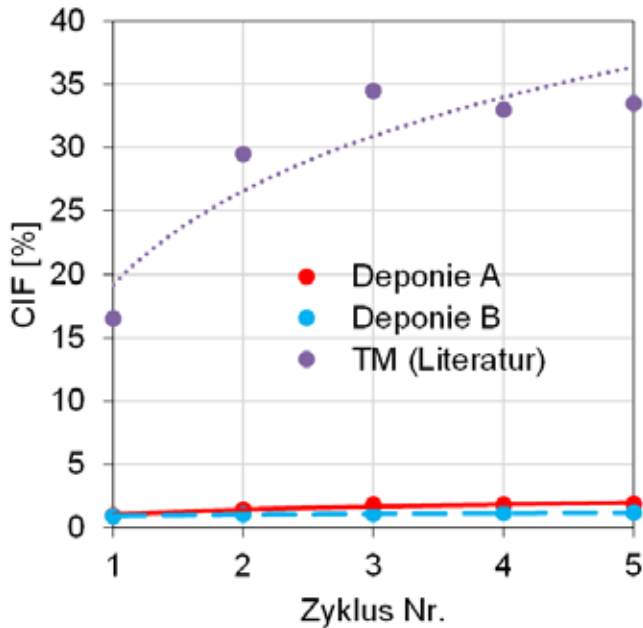


Bild 8: Entwicklung des Crack Intensity Factors CIF über 5 Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungszyklen (TM nach [14])

1 cm Tiefe. Die Saugspannungen in größeren Tiefen lagen zu diesem Zeitpunkt deutlich darunter, da die Austrocknung dort noch nicht so weit vorangeschritten war. Bild 6a) zeigt die Saugspannungen bei Rissinitiation über fünf Zyklen für das Material aus Deponie A. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass nach dem erstmaligen Auftreten eines Risses eine erneute Rissbildung bereits bei deutlich geringeren Saugspannungen stattfindet. Da die Risse in weiteren Austrocknungszyklen im Wesentlichen an den gleichen Positionen auftraten, deutet dies auf eine Verschädigung bzw. eine Art Memoryeffekt hin. Zwar verschlossen sich die Risse bei Zunahme des Wassergehalts wieder, die Aufnahme von Zugspannungen bei erneuter Austrocknung entlang der Rissufer ist jedoch offenbar nicht gegeben oder stark vermindert.

Im Gegensatz zu dem Abdichtungsmaterial aus Deponie A verschlossen sich bei dem Material aus Deponie B die Risse an der Oberfläche bei der zweiten Wiederbefeuchtung nicht gänzlich. Für die folgenden Austrocknungszyklen kann daher, wie in Bild 6b) dargestellt, nur die Saugspannung ermittelt werden, ab welcher eine Wiedervergrößerung der Risse stattfindet.

Eine entscheidende Größe für das Selbstheilungsvermögen von Trocknungsrisen ist die Rissweite [13]. Sie kann mittels Bild-

segmentierung mit dem Verhältnis der Rissfläche zur Gesamtfläche als sogenannter Crack-Intensity-Factor (CIF) beschrieben werden. Für die vorliegende Untersuchung wurde ein pixelorientiertes Verfahren gewählt, mit dem zunächst alle Pixel unterhalb eines vom Grau-Mittelwert abhängigen Schwellenwertes S_1 in weiß umgewandelt werden. Dabei bleibt jedoch ein Bildrauschen bestehen. Dieses wird in einem zweiten Schritt unter Anwendung eines Mittelwertes der verbleibenden, nicht weißen Pixel mit einem weiteren Schwellenwert S_2 weitestgehend eliminiert. Bild 7 zeigt die Bildsegmentierung am Beispiel eines Rissbildes des Materials aus Deponie B.

Bei der ersten Austrocknung stieg der CIF am stärksten an. In den darauffolgenden Zyklen war die Zunahme des CIF nur noch gering und näherte sich nach 4 bis 5 Zyklen einem Maximum. Dies lag, wie auch aus Bild 8 ersichtlich, für das Material aus Deponie A bei ca. 6 % und Deponie B bei ca. 1 %. Die hier untersuchten gemischtkörnigen Abdichtungen lagen damit deutlich unterhalb eines Literaturwertes von Tang et al. [14] für mittelplastischen Ton (TM), dessen CIF sich an rund 35 % annähert.

Die geringeren Rissweiten eines gemischtkörnigen Abdichtungsmaterials sind zunächst vordergründig auf das geringere

Schrumpfpotential zurückzuführen, da die Mischungen nur ca. 19 % und 26 % feinkörniges Material enthalten, welches zum Schrumpfen beitragen kann. Darüber hinaus werden die Risse in ihrer Ausbreitung durch das Kieskorn gehemmt. Die geringe Zunahme des CIF über mehrere Austrocknungszyklen und die Erstrissbildung bei relativ hohen Saugspannungen sind im Hinblick auf die Langzeitwirksamkeit von Vorteil.

Die erreichten Schwankungen der Wassergehalte im Versuchsstand stellen extremere Bedingungen dar als normalerweise an einem Deponiestandort im humiden Klima zu erwarten sind. Durch die Rekultivierungsschicht werden die klimatischen Einflüsse auf die abdichtende Schicht vergleichmäßig und abgemindert. Wenn durch den Systemaufbau sichergestellt werden kann, dass über die Liegezeit die Saugspannung der Erstrissbildung nicht oder nur in einem kleinen, oberflächennahen Bereich der Abdichtungskomponente überschritten wird, so kann unter Einhaltung der geforderten Einbaubedingungen von einer dauerhaften Abdichtungswirkung ausgegangen werden.

Zusammenfassung und Ausblick

Zur Beurteilung der Langzeitstabilität von gemischtkörnigen mineralischen Abdichtungsmaterialien und GTDs in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien wurden an sechs verschiedenen Deponiestandorten in Bayern Aufgrabungen durchgeführt. In den einzelnen Erkundungsschürfen wurden Felduntersuchungen durchgeführt und Proben zur Untersuchung im Labor entnommen. Die beprobten Abdichtungen befanden sich optisch weitgehend in gutem Zustand. GTDs zeigten ein feuchtes, plastisches Erscheinungsbild und nur im Einzelfall Risse und in wenigen Fällen einzelne Haarwurzeln. Die im Labor ermittelten Permittivitäten fielen jedoch sehr unterschiedlich aus, sodass etwa die Hälfte der untersuchten Proben die Anforderungen nach ca. 10–23 Jahren nicht mehr erfüllt. Die Abdichtungswirkung der GTDs hat offenbar abgenommen, wobei genaue Ursachen dafür aufgrund der punktuellen Betrachtung von Einzelfällen nicht abschließend geklärt werden können.

Gemischtkörnige Abdichtungen wurden in Mächtigkeiten von 0,5 m erschürft. Die im Labor ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte

erfüllen bis auf zwei Ausnahmen den Anforderungswert bzw. liegen häufig sogar um etwa eine Zehnerpotenz darunter. Die gemischtkörnigen Abdichtungen erfüllen so auch nach mehreren Jahren bzw. Jahrzehnten ihren Zweck und scheinen unempfindlich gegenüber Austrocknung zu sein. Die Ergebnisse lassen daher auf eine gute Langzeitwirksamkeit dieser Materialien schließen.

Zur Untersuchung des Verhaltens der gemischtkörnigen Abdichtungen unter kontrollierten Bedingungen wurden diese in Technikumsversuchen mehreren Austrocknungs- und Wiederbefeuchtungszyklen unterzogen. Dabei wurden die Saugspannungen in unterschiedlichen Tiefen gemessen und die Rissweite an der Oberfläche durch Bildsegmentierung bestimmt. Dadurch konnten die Saugspannungen bei Rissinitiation und die Entwicklung der Rissfläche zur Gesamtfläche betrachtet werden. Die Saugspannung der Rissinitiation zeigte eine deutliche Abnahme über die Zyklen, wobei bei einem der untersuchten Materialien keine vollständige Wiederverschließung der Risse an der Oberfläche erkennbar war. Bei beiden Materialien nahmen die Rissflächen nach dem ersten Austrocknungszyklus nur noch geringfügig zu. Insgesamt war die Rissfläche deutlich geringer als bei rein feinkörnigen Böden.

Diese Erkenntnisse weisen, wie auch die Felduntersuchungen, auf ein gutes Langzeitverhalten gemischtkörniger Abdichtungsmaterialien hin. Um die Auswirkung der Trockenrisse auf die Wasserdurchlässigkeit des Abdichtungsmaterials quantifizieren zu können, ist die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts in Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt, der Einbaudichte und der Zahl der Austrocknungszyklen notwendig. Außerdem ist im Hinblick auf das Rissverhalten die Minimierung des Schrumpfpotentials durch verschiedene, näher zu untersuchende Maßnahmen von Bedeutung.

Danksagung

Die vorgestellten Ergebnisse sind Teil eines Forschungsvorhabens zur Langzeitwirksamkeit mineralischer Abdichtungskomponenten in Deponieoberflächenabdichtungssystemen.

Das Vorhaben wurde vom Bayerischen Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz, vertreten durch das Bayerische Landesamt für Umwelt, finanziert.

Literatur

- [1] Der Bundesminister für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (2009): Verordnung über Deponien und Langzeitlager (Deponieverordnung – DepV), Ausfertigung 27.4.2009, zuletzt geändert am 30.6.2020.
- [2] Heerten, G./Reuter, E. (2006): Die mineralische Dichtungskomponente in Oberflächenabdichtungssystemen – Quo vadis? Fachtagung „Die sichere Deponie“ 16./17.2.2006, Würzburg.
- [3] LANUV-NRW (2010): Langzeitbeständigkeit mineralischer Deponieabdichtungen. – LANUV-Fachbericht 25, Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen, Recklinghausen, 2010.
- [4] Melchior, S. (2001): Erfahrungen mit herkömmlichen und modifizierten mineralischen Oberflächenabdichtungen. Landesamt für Natur und Umwelt des Landes Schleswig-Holstein (Hrsg.): 12. Abfalltagung „Neues aus Abfallrecht und Abfallwirtschaft“.
- [5] Henken-Mellies, W.-U. (2016): Entwicklung von Sickerwassermenge und -qualität in der Nachsorgephase von Hausmülldeponien. – Müll und Abfall, 3/2016, S. 140–145.
- [6] Heyer, D./Bienen, B./Maurer I. (2003): Optimierung der Zusammensetzung gemischtkörniger Abdichtungsmaterialien. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben F157, BayFORREST, Lehrstuhl und Prüfstelle für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der TU München.
- [7] LfU/LANUV-NRW (2009): Mineralische Deponieabdichtungen. Konkretisierende Anforderungen an zu verdichtende Deponieabdichtungskomponenten aus natürlichen, mineralischen Materialien. Gemeinsames Merkblatt des Bayerischen Landesamtes für Umwelt (LfU) und des Landesamtes für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen (LANUV), LfU-Deponie-Info – Merkblatt 1, LANUV-Arbeitsblatt 6; Augsburg/Recklinghausen, 2009.
- [8] Egloffstein, T. (2000): Der Einfluss des Ionenaustausches auf die Dichtwirkung von Bentonitmatten in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien, ICP Eigenverlag Bauen und Umwelt, Band 3.
- [9] GDA E2-36 (2010): Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten“: Oberflächenabdichtungssysteme mit Tondichtungsbahnen. Bautechnik 9/2001, Bautechnik 9/2007, Überarbeitung 4/2010. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT.
- [10] BQS 5-5 (2018): LAGA Ad-hoc-AG „Deponietechnik“ Bundeseinheitlicher Qualitätsstandard 5-5 Oberflächenabdichtungskomponenten aus geosynthetischen Tondichtungsbahnen, 12.6.2018.
- [11] Reuter, E. (2006): Bentonitmatten als Abdichtungselemente in Oberflächenabdichtungssystemen. Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Höxter, 2006.
- [12] GDA E2-31 (2010): Empfehlungen des Arbeitskreises „Geotechnik der Deponien und Altlasten“: Rekultivierungsschichten. Bautechnik 9/2000, Bautechnik 9/2006, Überarbeitung 6/2010, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGGT.
- [13] Quandt, T./Berndt, S./Didik, H. (2002): Durchlässigkeitsentwicklung nach zyklischer Austrocknung. Status-Workshop Austrocknungsverhalten von mineralischen Abdichtungsschichten in Deponie-Oberflächenabdichtungssystemen. Höxteraner Berichte zu angewandten Umweltwissenschaften, Höxter, 2002.
- [14] Tang, C.-S./Cui, Y.-J./Shi, B./Tang, A.-M./Liu, C. (2011): Desiccation cracking behaviour of clay layer from slurry state under wetting-drying cycles. Geoderma 166, (2011) Pp. 111–118.



Manuel Melsbach , M. Sc.

melsbach@baugrund-dresden.de

BAUGRUND DRESDEN
Ingenieurgesellschaft mbH
www.baugrund-dresden.de
zuvor
TU München, Zentrum Geotechnik

Dr.-Ing. Emanuel Birle

www.bgu.tum.de
TU München, Zentrum Geotechnik

Dr. Wolf-Ulrich Henken-Mellies

www.lga.de
LGA Bautechnik GmbH,
Grundbauinstitut

Dr.-Ing. Dirk Heyer

www.bgu.tum.de
TU München, Zentrum Geotechnik

Gut verständlich auf hohem Niveau

IN VORBEREITUNG



Wommelsdorff · Albert
Stützen: Sondergebiete des Stahlbetonbaus
Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion – Teil 2

10., aktualisierte Auflage, 2021, ca. 384 Seiten, 17,0 x 24,0 cm, Buch
(Softcover), 39,80 €
ISBN 978-3-8462-0996-7

Erscheinungstermin: September 2021

| Print |

VORTEILE

- > eingeführtes Lehrbuch
- > auf aktuellem Stand
- > mit zahlreichen Abbildungen und Beispielen

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: shop.reguvis.de/0996-7

Bestell-Hotline: 02 21/9 76 68-306
E-Mail: bau-immobilien@reguvis.de
Fax: 02 21/9 76 68-236 | www.reguvis.de
In jeder **Fachbuchhandlung**

Reguvis
Fachmedien GmbH
Amsterdamer Str. 192
50735 Köln

Reguvis

Mauerwerksbau



Verbesserung der Erdbebensicherheit von Lehmmauerwerk – Teil 2

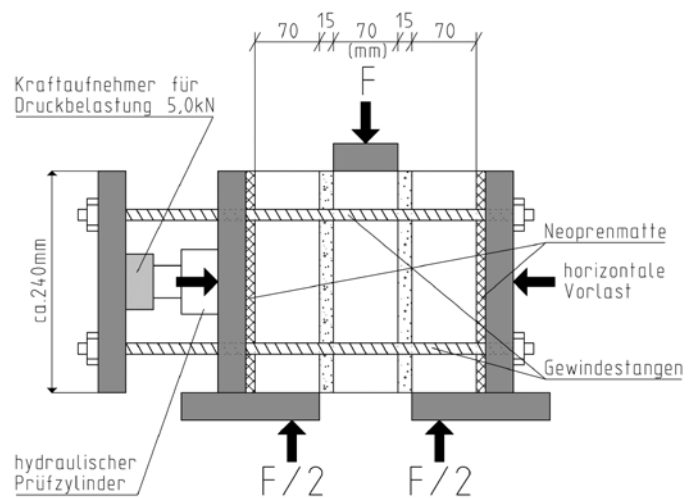


Bild 15: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Scherfestigkeit von Lehmmauerwerk

3.3 Verbesserung der Scher- und Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk

3.3.1 Erhöhung der Scherfestigkeit durch Verbesserung der Oberfläche der Lehmsteine sowie durch Zusätze zum Lehmörtel

3.3.2 Erhöhung der Haftzugfestigkeit durch Verbesserung der Oberfläche der Lehmsteine sowie durch Zusätze zum Lehmörtel

3.3.3 Optimierung der Lehmsteinoberflächen und Mörtelzusammensetzungen – Bestimmung der Scher- und Haftzugfestigkeit des Lehmmauerwerks

3.3.4 Ergebnisauswertung Erhöhung der Scher- und Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk

3.4 Zusammenfassung

3.3 Verbesserung der Scher- und Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk

Die Analyse der Rissverläufe im „Adobe-Mauerwerk“ der durch Erdbebeneinwirkung geschädigten Bauwerke zeigte, dass die Mehrzahl der Risse ihre Ursache im Haftzugversagen der Lagerfuge sowie im Reibungsversagen des Verbundes Lehmstein-Lehmörtel in der Lager- und Stoßfuge haben. Um eine weitere Erhöhung der Schubtragfähigkeit und damit der Erdbebensicherheit zu erreichen, wurde darauf hingearbeitet, durch eine optimierte Oberfläche der Lehmsteine sowie durch Zusätze zum Lehmörtel eine Vergrößerung der Haftzug- und Haftscherfestigkeit sowie des Gleitreibungswiderstandes zwischen Lehmstein und Lehmörtel zu erzielen. Weiterhin wurden die Erhöhung der bis zum Erreichen der Scher- bzw. Zugfestigkeit absorbierten Energie sowie eine Verbesserung des Nachbruchverhaltens der Probekörper angestrebt.

3.3.1 Erhöhung der Scherfestigkeit durch Verbesserung der Oberfläche der Lehmsteine sowie durch Zusätze zum Lehmörtel

Die Versuche zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurden nach DIN EN 1052-3 – Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 3 am Drei-Stein-Prüfkörper unter Verwendung von handgefertigten, normalformatigen Lehmsteinen ohne Faserarmierung durchgeführt. Für die Feststellung der Eignung unterschiedlicher Mörtelkombinationen und Oberflächenbeschaffenheiten wurde jedoch auf Versuche mit drei Vorlaststufen verzichtet und, abweichend zur genannten Norm, die Vorlast so gewählt, dass sich für alle Prüfkörper eine Druckspannung von 0,20 N/mm² ergab. Die während des Versuchsverlaufes konstant gehaltene Vorlast wurde über einen mittels Steuerpult einer Prüfzylinderanlage PZA geregelten hydraulischen Prüfzylinder (Bild 15) auf die Versuchskörper appliziert und mit Hilfe eines Kraftaufnehmers für Druckbelastung (5,0 kN) überwacht und aufgezeichnet.

Aufgrund der unebenen Oberflächen der Lehmsteine erfolgte die Eintragung der horizontalen Druckspannung über beidseitig am Prüfkörper fixierte lastverteilende Neoprenmatten. Auf die Messung der im Versuchsverlauf auftretenden horizontalen Verformungen des Prüfkörpers zur Bestimmung des Dilatanzwinkels ψ wurde deshalb verzichtet. Bei dem gewählten Versuchsaufbau treten Versatzmomente nur aufgrund der aus den ca. 1,5 cm breiten Mörtelfugen resultierenden Exzentrizitäten der Lasteintragung in den Prüfkörper auf. Die sich daraus ergebenden Ungleichmäßigkeiten in den Scher- und Normalspannungsverläufen innerhalb der Mörtelfugen sind gering und werden bei der Auswertung der Versuchsergebnisse vernachlässigt.



Bild 16: Handgefertigte Lehmsteine mit den Oberflächenbeschaffenheiten (v.l.n.r.) 'Glatt', 'Besandet' und 'Handstrich'

Zur Dokumentation des Nachbruchverhaltens der Prüfkörper wurde die Messung nach Erreichen der Scherfestigkeit generell bis zu einer Verformung von 30 mm fortgesetzt. Im Rahmen der Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte die Ermittlung der Scherfestigkeit, der Haftscherfestigkeit und des Gleitreibungswiderstandes aus der am Versuchsende vom Prüfkörper aufgenommenen Scherkraft sowie dem daraus resultierenden Reibungsbeiwert. Weiterhin wurde die Energieabsorption bis zum Erreichen der Scherfestigkeit ermittelt, sowie zur Beurteilung des Nachbruchverhaltens die Bruchenergie und die vom Probekörper bis zu einer Scherverformung von 30 mm absorbierte Energie

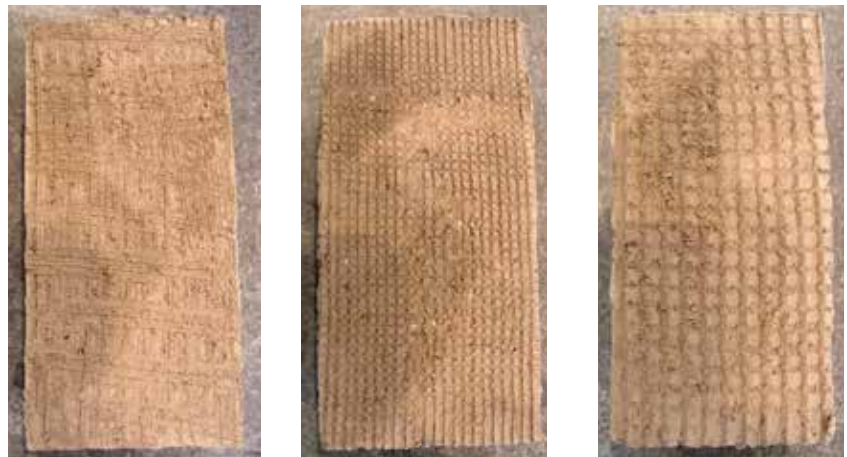


Bild 17: Handgefertigte Lehmsteine mit den Oberflächenbeschaffenheiten (v.l.n.r.) 'Bürste', 'Spachtel fein' und 'Spachtel grob'

3.3.1.1 Versuchsdurchführung und Ergebnisauswertung Scherversuche mit variierten Lehmsteinoberflächen

Die Versuchsreihen dienen der Bestimmung des Einflusses unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheiten der Lehmsteine auf die Scherfestigkeit des Lehmsteinmauerwerks. Dafür wurden Lehmsteine mit den in Bild 16 und 17 abgebildeten und erläuterten sechs Oberflächenstrukturen hergestellt.

Glatt

Die Oberfläche der Lehmsteine wird bei der Herstellung mit einer Maurerkelle glatt abgezogen.

Besandet

Die Oberfläche der Lehmsteine wird im plastischen Zustand glatt abgezogen und mit Sand bestreut, der mit einer Maurerkelle leicht eingedrückt wird. Diese Oberflächenbeschaffenheit entspricht der Unterseite der in Bam auf

Scherfestigkeit

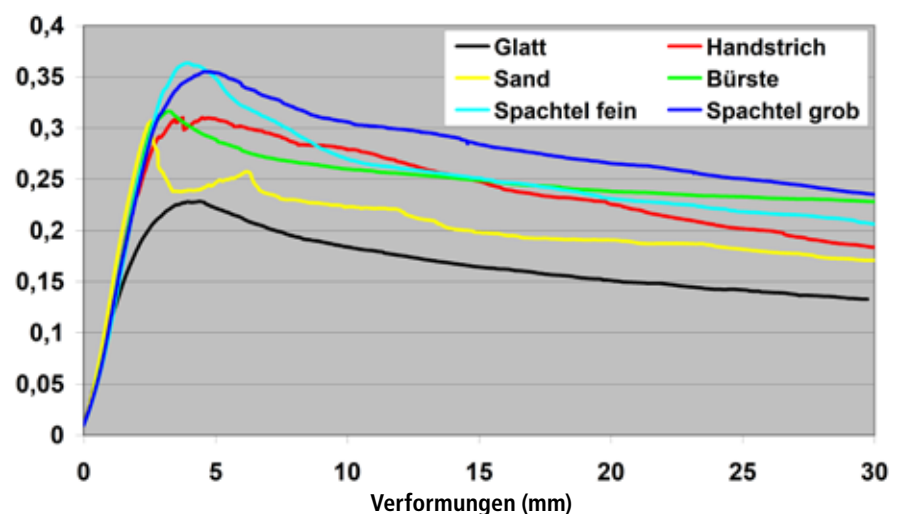


Bild 18: Scherspannungs-Verformungs-Verlauf von Mauerwerk mit Lehmsteinen unterschiedlicher Oberflächenstruktur (Druckspannung 0,20 N/mm²)



Bild 19: Scherversagen von Mauerwerk mit Lehmsteinen unterschiedlicher Oberflächenstruktur bzw. mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen

traditionelle Art hergestellten Lehmsteine. Diese werden, zur Vermeidung des Anhaftens des Lehms am Erdboden, auf einer Schicht Sand liegend geformt.

Handstrich

Die glatt abgezogene Oberfläche der Lehmsteine wird mit den Fingern aufgeraut. Das Oberflächenprofil entspricht dadurch der Oberseite der traditionell hergestellten Lehmsteine, die im plastischen Zustand durch Handstrich strukturiert werden (Bild 17).

Bürste

Die glatt abgezogene Oberfläche der Lehmsteine wird nach ca. zwei Tagen Trocknung mit einer Drahtbürste kreuzweise aufgeraut.

Spachtel fein

Die Lehmsteine werden mit einer Kelle glatt abgezogen und nach dem Ausschalen mit einem feinen Spachtel, Zahnabstand 5,0 mm, in Steinlängs- und Steinquerrichtung strukturiert.

Spachtel grob

Die Oberfläche der Lehmsteine wird glatt abgezogen und im plastischen Zustand mit einem groben Spachtel, Zahnabstand 10,0 mm aufgeraut.

Die Lehmsteine wurden mit Lehmmörtel zu Drei-Stein-Prüfkörpern vermauert, an denen – nach einer Trockenzeit von ca. 28 Tagen – die Scherversuche durchgeführt wurden.

Der über die jeweilige Testserie gemittelte Verlauf der Scherspannung in Abhängigkeit von der Verformung ist in Bild 18 dargestellt.

Charakteristisch für die Scherversuche am Drei-Stein-Prüfkörper aus Lehmsteinen mit variierter Oberflächenstruktur ist ein nahezu

linearer Spannungs-Verformungs-Verlauf. Vor dem Erreichen der Scherfestigkeit (f_{v0}) und damit der maximal vom Prüfkörper aufgenommenen Scherkraft kommt es jedoch zu einem Abflachen der Kurve, was auf die Ausbildung von Mikrorissen im Bereich der Fuge Mörtel-Stein hindeutet, die sich – beim Überschreiten der Bruchlast – zu diskreten Einzelrissen akkumulieren. Durch die sich dabei am Prüfkörper in den zwei Lagerfugen meist gleichzeitig durch Schubbruch im Verbund zwischen Lehmsteinen und Lehmmörtel ausbildenden Risse kommt es zu einem exponentiellen Abfall der Kraft-Verformungslinie um den Betrag der Haftscherfestigkeit (f_{vH}) auf den Gleitreibungswiderstand (f_{vR}).

Während bei Lehmsteine mit relativ glatter Oberflächenstruktur (Glatt, Sand, Bürste) am Versuchsende nur noch geringe Reduzierungen der Scherspannungen mit wachsender Verformung auftreten, ist bei Lehmsteinen mit grober Oberflächenbeschaffenheit (Handstrich, Spachtel grob) – bedingt durch die langsamere Zerstörung der Struktur der Steinoberfläche und dem damit einhergehenden Verlust der Rissverzahnung – auch bei 30 mm Verformung noch ein verhältnismäßig starker Abfall der Spannungs-Verformungs-Kurve zu beobachten.

Bei allen Scherversuchen am Drei-Stein-Prüfkörper (Bild 19) trat das Versagen durch Schubbruch im Verbund zwischen Mauerstein und Mörtel entweder auf einer Seitenfläche oder auf beide Seitenflächen der Steine verteilt auf.

Die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung des Einflusses der Oberflächenbeschaffenheit von Lehmsteinen auf die Scherfestigkeit sind in Tabelle 3 aufgeführt. Um eine Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse zu ermöglichen,

wurde der Gleitreibungswiderstand bei allen Scherversuchen über die bei einer Verformung von 30 mm aktivierte Rissreibung berechnet. Die sich im Versuchsverlauf bis zur Endverformung von 30 mm ergebende Reduzierung des Gleitreibungswiderstandes wird dabei vernachlässigt. Die Haftscherfestigkeit wurde entsprechend aus der Differenz zwischen Scherfestigkeit und Gleitreibungswiderstand am Versuchsende ermittelt.

Erwartungsgemäß ergeben sich für die Oberflächenbeschaffenheit ‚Glatt‘ nur geringe Scherfestigkeiten sowie ein niedriger Reibungswiderstand und daraus resultierend kleine Energieabsorptionen. Auch für Lehmsteine mit besandeten Oberflächen wurden, trotz einer relativ hohen Scherfestigkeit, nur geringe Energieabsorptionsvermögen ermittelt (was auf den niedrigen Gleitreibungswiderstand, bedingt durch das Herausbrechen der Sandkörner aus der Lehmoberfläche beim Scherversagen und das sich anschließende ‚Rollen‘ der Lehmsteine auf dem Sand zurückgeführt werden kann).

Verbesserungen der Scherfestigkeit und des Reibungswiderstandes sowie des Energieabsorptionsvermögens wurden dagegen durch die mit einem geringen Aufwand verbundene Strukturierung der Lehmsteinoberfläche mittels Handstrich bzw. durch Drahtbürsten erzielt. Die im Hinblick auf die Erhöhung der Scherfestigkeit und damit der Erdbebensicherheit von Lehm-mauerwerk besten Resultate wurden für die mit feinen bzw. groben Spachteln bearbeiteten Oberflächen der Prüfkörper ermittelt. Bedingt durch die starke Strukturierung der Lehmsteinoberflächen wird ein hoher Haftverbund sowie über die Rissverzahnung eine große Reibung aktiviert, was zu hohen Scherfestigkeiten sowie

Tabelle 3: Versuchsergebnisse Mauerwerk mit Lehmsteinen unterschiedlicher Oberflächenstruktur unter Scherbeanspruchung (Druckspannung 0,20 N/mm²)

Oberfläche	Scherfestigkeit f_{v0}		Gleit- trei- bungswi- der- stand f_{vH}		Reibungs- beiwert μ_0	Haftscher- festigkeit f_{vH}		Energieabsorption					
								vor Bruch		Bruchenergie		Gesamt	
	N/mm ²	%	N/mm ²	%		N/mm ²	%	Nmm/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%
Glatt	0,230	62,0	0,132	56,6	0,662	0,097	58,7	0,644	64,0	4,271	60,1	4,915	60,6
Handstrich	0,325	87,8	0,183	78,4	0,916	1,142	85,7	0,838	83,3	6,178	86,9	7,016	86,5
Sand	0,320	86,5	0,171	73,3	0,853	0,150	90,4	0,446	44,3	5,597	78,8	6,043	74,5
Bürste	0,321	86,6	0,228	97,3	1,138	0,093	56,4	0,537	53,4	6,754	95,0	7,291	89,9
Spachtel fein	0,370	100,0	0,205	87,6	1,024	0,166	100,0	0,905	89,9	6,502	91,5	7,407	91,3
Spachtel grob	0,364	98,3	0,234	100,0	1,169	0,130	78,7	1,006	100,0	7,107	100,0	8,113	100,0

Reibungswiderständen und somit zu großen Energieabsorptionen im Versuchsverlauf führt.

Für Prüfkörper mit der Oberflächenstruktur „Spachtel grob“ wurde ein – im Verhältnis zur Oberflächenbeschaffenheit „Spachtel fein“ – um ca. 10 % höheres Energieabsorptionsvermögen ermittelt.

3.3.1.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisauswertung Scherversuche mit variierten Mörtelzusammensetzungen

Als weiterer Ansatz zur Verbesserung der Scherfestigkeit von Lehm-mauerwerk wurde der Einfluss von Zusätzen zum Lehm-mörtel untersucht. Dabei fiel die Wahl auf allgemein verfügbare, in der Bauindustrie übliche Bindemittel mit dem vorrangigen Ziel der Erhöhung der Festigkeit des Lehm-mörtels. Weiterhin wurde eine Reduzierung der Schwindneigung des Lehm-mörtels angestrebt, um die sich negativ auf den Haftverbund auswirkende Schwindrisbildung zwischen Lehmstein und Lehm-mörtel auszuschließen. Ausgewählt wurden folgende Zusätze:

Kalk

Muschelkalk –

Baltus Trockenbaustoffe GmbH & Co

Kalk ist als Zusatzmittel, vor allem zu Lehm-mörtel, weit verbreitet, bewirkt aber in vielen Fällen keine Verbesserung des Lehms. Kalk hebt die Bindekraft des Tones teilweise auf, ist jedoch bei geringem Kalkzusatz aufgrund der großen spezifischen Oberfläche des Lehms nicht in der Lage, die Lehmbestandteile vollständig zu verbinden. Bei hohen Kalkdosie-

rungen entsteht eine Art „schlechter“ Kalk-mörtel, wobei dieser nicht mehr vom Tonanteil im Lehm verklebt wird, sondern die Festigkeit aus der Bindekraft des Kalkes resultiert [1].

Zement

Portlandzement CEM I 32,5 R

Die Wirkung von Zement ist von der Dosierung, aber auch von Art und Anteil der aktiven Tone im Lehm sowie der Kornzusammensetzung abhängig, wobei sich sowohl Verbesserungen als auch Verschlechterungen der Festigkeitseigenschaften ergeben können. Generell bewirkt die Zugabe von Zement auch eine Reduzierung der Bindekraft des Tones. Durch sehr hohe Zementanteile wird eine Stabilisierung des Lehms erreicht, wobei das Bindevormögen des Zements vom Ton abgemindert wird. Es entsteht ein minderwertiger Beton mit zumeist erhöhter Druckfestigkeit [1].

Gips

Rigips SUPER (mit Abbindeverzögerer)

Der Zusatz von Gips zum Mörtel ist im Iran in den traditionellen Gewölbetechniken üblich. Auch innerhalb der Zitadelle in Bam findet Gips-Lehm-Mörtel für die Herstellung schalungsfreier Lehmsteinkuppeln Verwendung, was vorrangig auf die verbesserte Haftfähigkeit sowie das schnelle Antrocknen der Mischung zurückzuführen ist. Gipszusatz führt weiterhin zu einer Reduzierung des Trockenschwindmaßes sowie zu einer Verbesserung der Festigkeitseigenschaften [1].

Die Bindemittel wurden im Gewichtsverhältnis 1:1 dem Lehm-mörtel zugesetzt. Die Eignung der Mischungen in Hinsicht auf die

Festigkeit und das Schwindverhalten wurde vorab an prismatischen Prüfkörpern mit den Abmessungen L/B/H = 160/40/40 mm bestimmt. Die Eigenschaften sind in Tabelle 4 aufgeführt.

Während die Zugabe von Kalk nur zu einer geringen Reduzierung der Schwindneigung, jedoch zu einem starken Abfall der Festigkeiten des Lehm-mörtels führte und deshalb das Lehm-Kalk-Gemisch als Mörtel für Lehm-mauerwerk ungeeignet ist, wurde durch den Zusatz von Zement eine erhebliche Verringerung des Schwindens sowie eine signifikante Steigerung der Druckfestigkeit bei nur geringfügigen Änderungen der Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Lehm-mörtels erzielt. Durch die Zugabe von Gips wurde die Schwindneigung des Lehms nahezu aufgehoben und die Festigkeit erheblich gesteigert.

Unter Verwendung des mit den Bindemitteln Kalk, Zement und Gips versetzten Lehm-mörtels wurden Drei-Stein-Prüfkörper aus Lehmsteinen mit glatter Oberfläche hergestellt und die Scherfestigkeit bei einer Normaldruckspannung von 0,20 N/mm² bestimmt.

Der Versagensverlauf (Bild 20, Tabelle 5) der Drei-Stein-Prüfkörper mit unterschiedlichen Zusammensetzungen des Lehm-mörtels unter Scherbeanspruchung entspricht prinzipiell dem bereits bei der Optimierung der Oberfläche der Lehmsteine beschriebenen Verlauf, wobei es auch hier bei allen Scherversuchen zu einem Versagen der Prüfkörper durch Schubbruch im Verbund zwischen Mauerstein und Mörtel kam.

Tabelle 4: Materialeigenschaften von Lehmmörtel mit verschiedenen Bindemitteln

Mörtel Material	Schwinden %	Druckfestigkeit max. Spannung		Biegezugfestigkeit max. Spannung		Spaltzugfestigkeit max. Spannung	
		N/mm ²	%	N/mm ²	%	N/mm ²	%
Lehm	5,89	2,750	18,9	1,146	61,8	0,422	47,5
Lehm-Kalk	4,71	1,451	10,0	0,418	22,6	0,177	19,9
Lehm-Zement	1,62	14,565	100,0	0,974	52,6	0,657	74,0
Lehm Gips	0,12	4,563	31,3	1,852	100,0	0,888	100,0

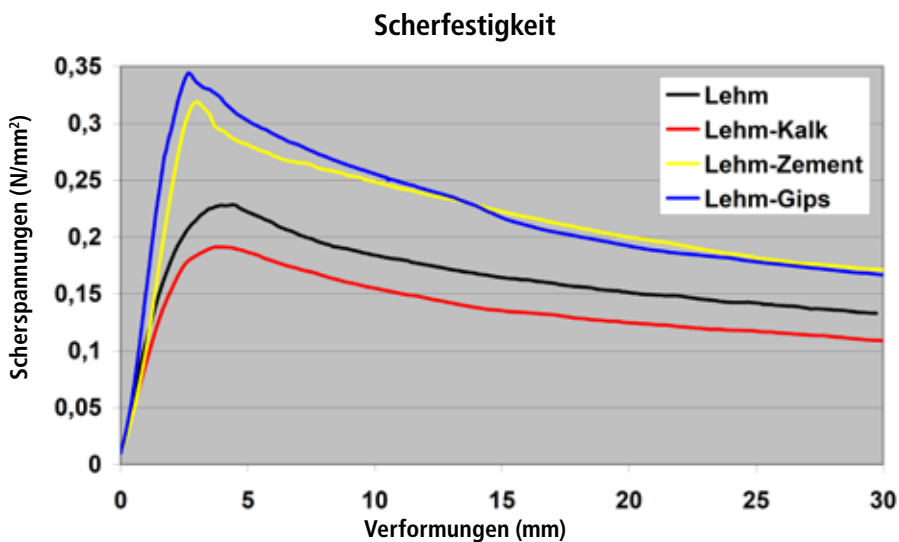

Bild 20: Scherspannungs-Verformungs-Verlauf von Lehm-mauerwerk mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen (Druckspannung 0,20 N/mm²)

Tabelle 5: Versuchsergebnisse Lehm-mauerwerk mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen unter Scherbeanspruchung (Druckspannung 0,20 N/mm²)

Mörtel	Scherfestigkeit f_{v0}		Gleitreibungs- widerstand $f_{v\mu}$		Reibungs- beiwert μ_o	Haftscher- festigkeit f_{vH}		Energieabsorption					
								vor Bruch		Bruchenergie		Gesamt	
	N/ mm ²	%	N/ mm ²	%		Nmm/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%		
Lehm	0,230	64,0	0,132	77,7	0,662	0,097	50,6	0,644	100,0	1,857	69,9	4,915	74,0
Lehm-Kalk	0,198	55,1	0,108	63,6	0,541	0,089	46,6	0,473	73,4	1,568	59,0	4,097	61,7
Lehm-Zement	0,320	89,2	0,170	100,0	0,851	0,150	78,0	0,500	77,6	2,419	91,1	6,467	97,3
Lehm-Gips	0,359	100,0	0,167	97,9	0,833	0,192	100,0	0,588	91,2	2,655	100,0	6,644	100,0

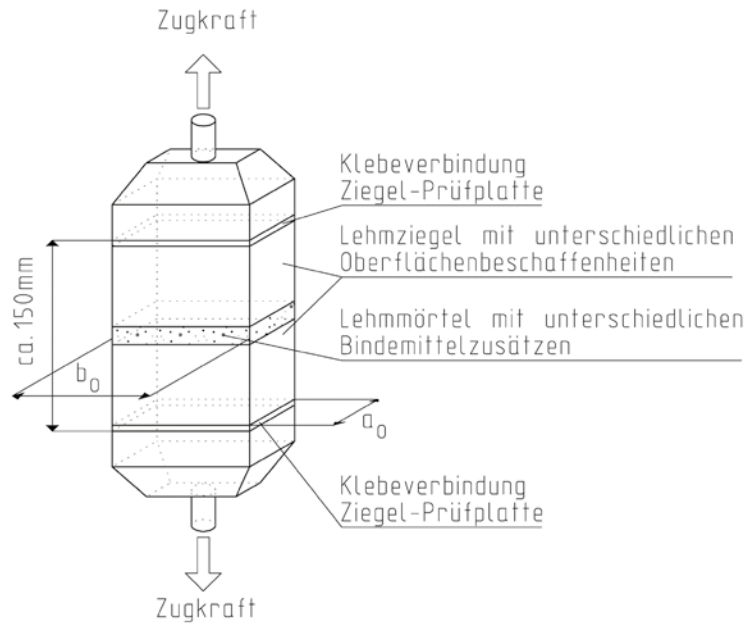


Bild 21: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk

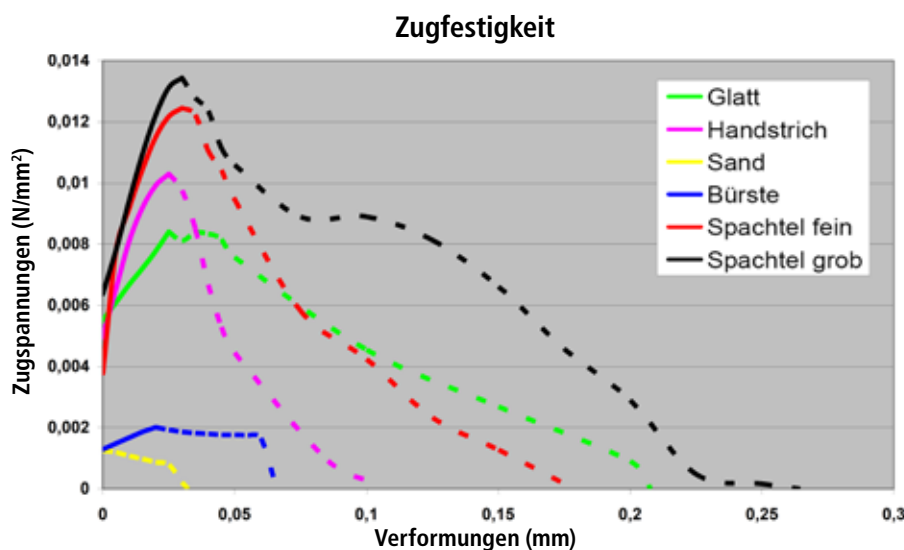


Bild 22: Zugspannungs-Verformungs-Verlauf von Mauerwerk mit Lehmsteinen unterschiedlicher Oberflächenstruktur

3.3.2 Erhöhung der Haftzugfestigkeit durch Verbesserung der Oberfläche der Lehmsteine sowie durch Zusätze zum Lehmmörtel

Zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk wurden handgefertigte Lehmsteine, die unterschiedliche Oberflächenbeschaffenheiten aufwiesen, mit einer Säge halbiert und unter Verwendung von Lehmmörtel mit unterschiedlichen Bindemitteln vermauert. Die Zwei-Stein-Prüfkörper wurden nach der Trocknung mit Hilfe einer Spindelprüfmaschine vom Typ Zwick

UPM 250 weggesteuert unter zentrischer Zugbeanspruchung getestet.

Die Zugspannung wurde als Quotient der in den Prüfkörper eingetragenen Zugkraft und der Lehmsteinquerschnittsfläche ermittelt. Im Rahmen der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde weiterhin die Energieabsorption bis zum Erreichen der Zugfestigkeit bestimmt.

3.3.2.1 Versuchsdurchführung und Ergebnisauswertung Zugversuche mit variierten Lehmsteinoberflächen

Für die Versuchsreihen zur Bestimmung des Einflusses unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheiten der Lehmsteine auf die Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk wurden sowohl Steine mit glatten, besandeten und durch Handstrich profilierten Oberflächen zur Simulation der beim traditionellen Lehm- in Bam vorhandenen Strukturen als auch zur Verbesserung der Verbundfestigkeit mit Drahtbürsten, feinen und groben Spachteln

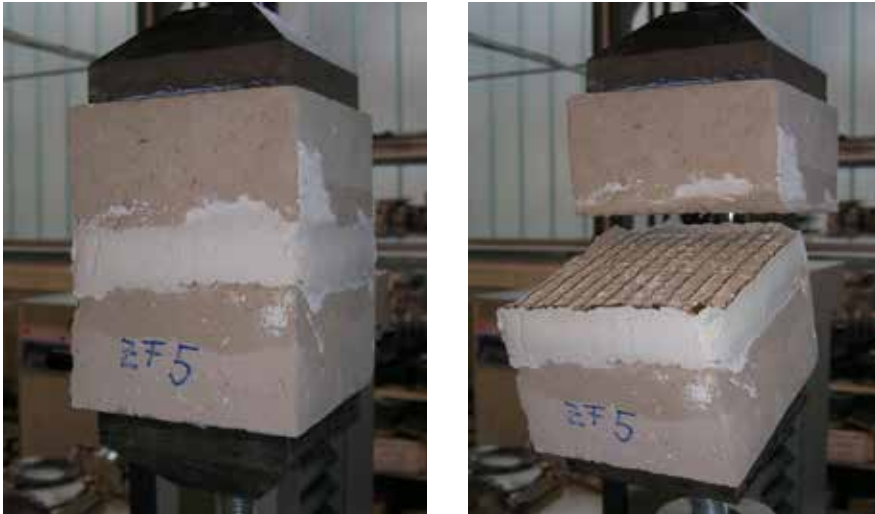


Bild 23: Zugversagen von Mauerwerk mit Lehmsteinen unterschiedlicher Oberflächenstruktur bzw. mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen

Tabelle 6: Versuchsergebnisse Mauerwerk mit Lehmsteinen unterschiedlicher Oberflächenstruktur unter Zugbeanspruchung

Oberfläche	Haftzugfestigkeit		Energieabsorption vor Bruch	
	N/mm ²	%	Nmm/mm ²	%
Glatt	0,0108	65,6	0,000340	52,4
Handstrich	0,0120	73,1	0,000203	31,2
Sand	0,0051	31,1	0,000023	3,5
Bürste	0,0054	32,9	0,000036	5,6
Spachtel fein	0,0143	86,7	0,000367	56,6
Spachtel grob	0,0165	100,0	0,000649	100,0

aufgeraute Lehmsteine verwendet. Die gemittelten Spannungs-Verformungsverläufe der unterschiedlichen Oberflächenstrukturen sind Bild 22 dargestellt.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass es nach einem nahezu linearen Spannungs-Verformungs-Verlauf bereits vor dem Erreichen der Bruchlast zu einem Abflachen der Kurve kommt, was – ähnlich wie beim Stahlbeton – auf die Ausbildung von Mikrorissen zurückgeführt wird. Allerdings ist davon auszugehen, dass sich die Prozesszone nur im Bereich der Fuge Mörtel-Stein ausbildet und nicht wie beim Beton relativ gleichförmig über den gesamten Probekörper verteilt ist. Im weiteren Versuchsverlauf kommt es zu einer Mikrorissakkumulation, die mit dem Überschreiten der Bruchlast zur Ausbildung eines diskreten Einzelrisses führt. Bei allen Versuchen (Tabelle 6) trat das Zugversagen (Bild 23) im Verbund Lehmstein-Lehmmörtel auf.

Sehr geringe Haftzugfestigkeiten wurden für die Prüfkörper mit besandeten Oberflächen ermittelt, was darauf zurückzuführen ist, dass der Sand als Trennschicht zwischen Lehmstein und Lehmmörtel wirkt, wodurch sich nur ein geringer Verbund ausbilden kann. Ein Abbürsten der Oberfläche nach der Trocknung lässt eine Verbesserung der Zugfestigkeit erwarten.

Während sich aus der Profilierung der Lehmsteinoberfläche durch Handstrich nur geringe Änderungen der Zugfestigkeit gegenüber glatten Oberflächen ergeben, kann durch eine Bearbeitung der Lehmsteine mit Spachteln, insbesondere durch grobe Spachtel, eine signifikante Steigerung der Haftzugfestigkeit sowie des Energieabsorptionsvermögens unter Zugbeanspruchung erreicht werden.

3.3.2.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisauswertung Zugversuche mit variierten Mörtelzusammensetzungen

In weiteren Versuchsreihen wurde der Einfluss von Zusätzen zum Lehmmörtel auf die Haftzugfestigkeit von Lehmsteinmauerwerk untersucht. Als Zusätze wurden dabei – wie bei den Scherversuchen – Kalk, Zement und Gips ausgewählt, die dem Lehmmörtel im Mischungsverhältnis 1:1 beigemischt wurden.

Bild 24 enthält die gemittelten Spannungs-Verformungs-Linien für die Prüfkörper mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen.

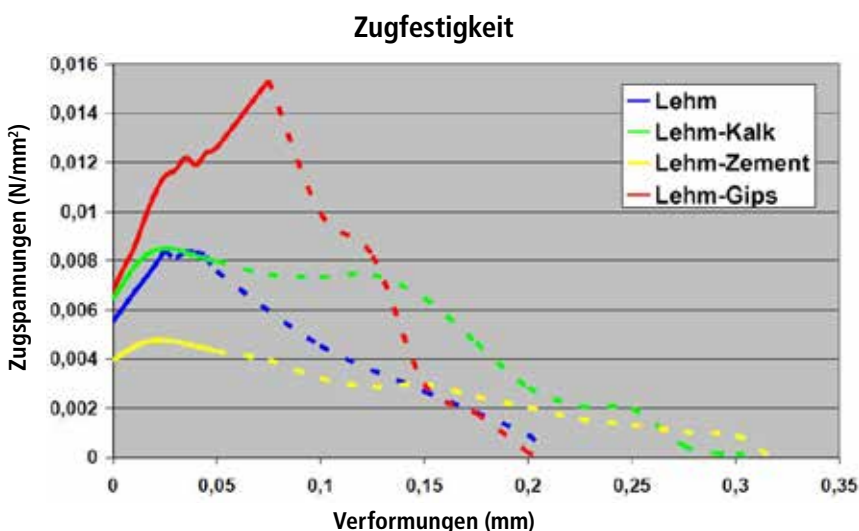


Bild 24: Zugspannungs-Verformungs-Verlauf von Mauerwerk mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen

Auch hier ist der Versuchsverlauf durch ein schlagartiges, vollständiges Zugversagen der Prüfkörper charakterisiert, das – unabhängig von der Mörtelzusammensetzung – ohne sichtbare Aufweitung vorhandener Schwindrisse bzw. ohne Neubildung von Rissen auftrat. Für alle Versuche wurde das Zugversagen im Verbund Lehmstein-Lehmmörtel dokumentiert (Tabelle 7).

Während es durch den Zusatz von Zement zu einer Verringerung der Haftzugfestigkeit bei einer weitgehend konstanten Energieabsorption im Vergleich zum Lehmmörtel kam, führte die Zugabe von Kalk bei gleichbleibender Haftzugfestigkeit nahezu zu einer Verdoppelung der unter Zugbeanspruchung absorbierten Energie.

Die hohe Festigkeit des Fugenverbundes bei der Verwendung von Lehm-Gips-Mörtel kann vorrangig darauf zurückgeführt werden, dass aufgrund der geringen Schwindneigung des mit Gips versetzten Lehms die Prüfkörper dieser Versuchsserie durchgehend schwindrissfreie Mörtelfugen aufwiesen und damit keine rissbedingte Reduzierung der Verbundfläche Lehmstein-Lehmmörtel auftrat. Die daraus resultierende hohe Zugfestigkeit führte auch zu einer signifikanten Steigerung des Energieabsorptionsvermögens.

3.3.3 Optimierung der Lehmsteinoberflächen und Mörtelzusammensetzungen – Bestimmung der Scher- und Haftzugfestigkeit des Lehmmauerwerks

Die Auswertung der Versuche zur Verbesserung der Scher- und Haftzugfestigkeit von Lehmmauerwerk ergaben, dass von den untersuchten Oberflächenbeschaffenheiten die Aufrauung der Lehmsteinoberfläche mit groben Spachteln die besten Ergebnisse sowohl hinsichtlich Haftscherfestigkeit, Gleitreibungswiderstand und Haftzugfestigkeit zwischen Lehmstein und Lehmmörtel als auch bei der unter Scher- und Zugbeanspruchung absorbierten Energie erzielte, was auf die sich aus der Strukturierung der Lehmsteinoberfläche ergebende Rissverzahnung als auch auf die Vergrößerung der Verbundfläche zurückgeführt wird.

Weitere Versuche mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen ergaben, dass durch Zusatz von Gips zum Lehmmörtel signifikante Verbesserungen der Scher- und Haftzugfestigkeit des Lehmmauerwerks

Tabelle 7: Versuchsergebnisse Mauerwerk mit unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen unter Zugbeanspruchung

Mörtel	Haftzugfestigkeit		Energieabsorption vor Bruch	
	N/mm ²	%	Nmm/mm ²	%
Lehm	0,0105	52,7	0,000340	49,4
Lehm-Kalk	0,0101	50,9	0,000505	73,3
Lehm-Zement	0,0073	36,5	0,000361	52,4
Lehm-Gips	0,0199	100,0	0,000689	100,0

Scherfestigkeit

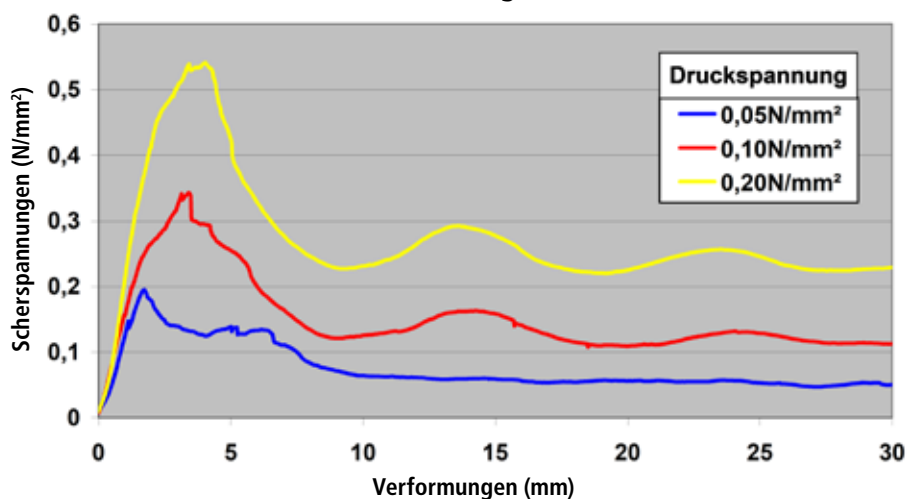


Bild 25: Scherspannungs-Verformungs-Verlauf von Lehmmauerwerk bei varierten Normaldruckspannungen

sowie Steigerungen des Energieabsorptionsvermögens unter Scher- und Zugbeanspruchung möglich sind. Das resultiert aus der Verbesserung des Haftverbundes in der Fuge durch die Klebewirkung des Gipses, der erhöhten Zug- und Druckfestigkeit des Lehm-Gips-Gemisches, vorrangig jedoch aus der Reduzierung der Schwindneigung des Lehms durch die Gipsbeimengung und den sich dadurch ausbildenden schwindrissfreien Mörtelfugen.

Entsprechende Drei-Stein-Prüfkörper wurden aus unarmierten, normalformatigen Lehmsteinen hergestellt und die Scherfestigkeit des Lehmmauerwerks in Anlehnung an DIN EN 1052-3 untersucht. Abweichend zur genannten Norm wurde jedoch aufgrund der geringen Festigkeit der Lehmsteine die Vorlast

so gewählt, dass sich Druckspannungen von 0,05 N/mm², 0,10 N/mm² und 0,20 N/mm² ergaben. Diese reduzierten Normalspannungen entsprechen auch den sich aus den geringen Gebäudehöhen innerhalb der Zitadelle in Bam ergebenden Druckbeanspruchungen in den „Adobe-Mauerwerkswänden“.

Die Spannungs-Verformungs-Verläufe der zu den jeweiligen Vorlaststufen durchgeführten drei Einzelversuche wurden gemittelt und Bild 25 eingetragen.

Charakteristisch für die Scherversuche am Drei-Stein-Prüfkörper ist – unabhängig von der applizierten Normalspannung – ein nahezu linearer Spannungs-Verformungs-Verlauf bis zum Erreichen der Scherfestigkeit mit einem sich anschließenden

Tabelle 8: Versuchsergebnisse Lehmmauerwerk unter Scherbeanspruchung bei variierten Normaldruckspannungen

Druckspannung	Scherfestigkeit f_{v0}		Gleitreibungswiderstand $f_{v\mu}$		Reibungsbeiwert μ_0	Haftscherfestigkeit f_{vH}		Energieabsorption					
								vor Bruch		Bruchenergie		Gesamt	
	N/mm ²	%	N/mm ²	%		N/mm ²	%	Nmm/mm ²	%	Nmm/mm ²	%	Nmm/mm ²	%
0,05 N/mm ²	0,250	41,5	0,055	24,2	1,108	0,194	52,1	0,157	11,3	2,508	36,9	2,665	32,5
0,10 N/mm ²	0,454	75,5	0,134	58,6	1,342	0,320	85,9	0,917	65,7	4,474	65,8	5,390	65,8
0,20 N/mm ²	0,602	100,0	0,229	100,0	1,146	0,373	100,0	1,396	100,0	6,794	100,0	8,190	100,0

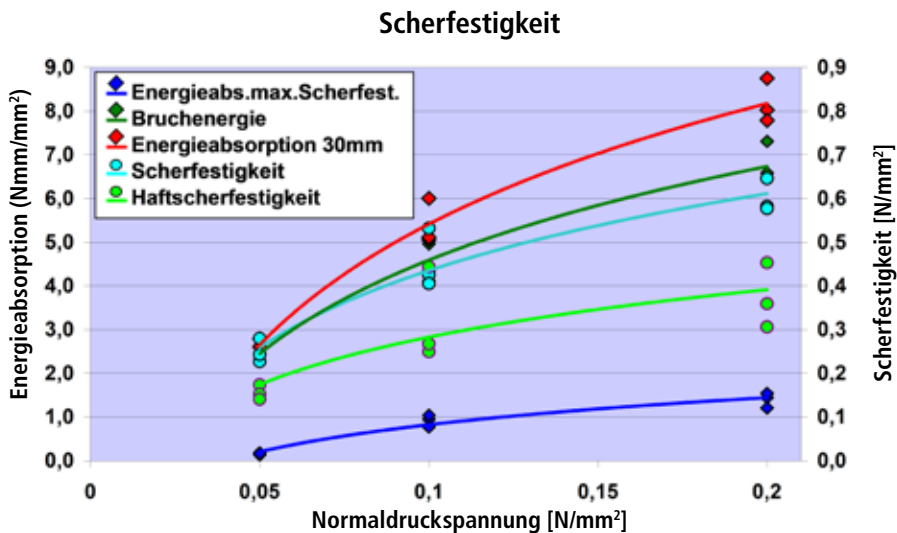


Bild 26: Energieabsorptionsvermögen und Scherfestigkeit von Lehmmauerwerk unter Scherbeanspruchung in Abhängigkeit von der Normaldruckspannung

exponentiellen Abfall der Kraft-Verformungslinie um den Betrag der Haftscherfestigkeit auf den Gleitreibungswiderstand. Deutlich erkennbar ist weiterhin der – bedingt durch die aus der Bearbeitung mittels grober Spachtel mit einem Zahnabstand von 10 mm resultierenden Oberflächenstruktur – bei hohen Vorlasten auftretende sinusförmige Scherspannungsverlauf, der sich jedoch durch den mit der Zerstörung der Profilierung der Oberfläche einhergehenden Verlust der Rissverzahnung während des Versuchsverlaufs abschwächt.

Unabhängig von der vorhandenen Normaldruckspannung trat bei allen Scherversuchen am Drei-Stein-Prüfkörper das Versagen durch Schubbruch im Verbund zwischen

Mauerstein und Mörtel auf, wobei hohe Vorlasten zu einem gleichzeitigen Scherversagen auf beiden Seitenflächen führte, während bei geringen Vorlasten ein zeitversetztes Versagen zu beobachten war.

Sowohl bei den Scherfestigkeiten als auch beim Reibungswiderstand und bei den Energieabsorptionen ist ein deutlicher Zusammenhang mit der in der Fuge wirkenden Normaldruckspannung erkennbar (Tabelle 8). Für den Gleitreibungswiderstand als Maß der Resttragfähigkeit am Versuchsende wurde erwartungsgemäß bei der aktivierten Rissreibung eine Proportionalität zur vorhandenen Normaldruckspannung ermittelt, die sich in den für die drei Laststufen nahezu gleichen Reibungsbeiwerten widerspiegelt.

Entgegen den Erwartungen nimmt auch die Haftscherfestigkeit – bedingt durch die aus der groben Oberflächenstrukturierung resultierende lastabhängige Verzahnung zwischen Lehmstein und Mörtel – mit steigender Normaldruckspannung zu. Die Vergrößerung der Scherfestigkeit und des Reibungswiderstandes führt mit steigender Vorlast auch zu einem starken Anwachsen des Energieabsorptionsvermögens.

Bild 26 sind die Ergebnisse der Scherversuche in Abhängigkeit von der Normaldruckspannung mit den zugehörigen Trendlinien dargestellt.

Für die Zielstellung – die Verbesserung der Schubtragfähigkeit und damit der Erdbbensicherheit von Lehmmauerwerk – im Speziellen des historischen „Adobe-Mauerwerks“ innerhalb der Zitadelle in Bam, sind die in Tabelle 9 und Tabelle 10 zusammengefassten Versuchsergebnisse zum Lehmmauerwerk unter Scher- und Zugbeanspruchung relevant.

Durch die Strukturierung der Lehmsteinoberfläche mit groben Spachteln sowie durch den Zusatz von Gips zum Lehmmörtel (Optimierung) ist nahezu eine Verdopplung der Scherfestigkeit des Lehmmauerwerks im Vergleich zu dem historischen Lehmmauerwerk, das unter Verwendung von zusatzfreiem Lehmmörtel sowie traditionell gefertigten Lehmsteinen mit besandeten bzw. durch Handstrich aufgerauten Oberflächen hergestellt wurde, erreichbar. Der Reibungswiderstand und das Energieabsorptionsvermögen konnten ebenso signifikant verbessert werden.

Tabelle 9: Versuchsergebnisse Lehm-mauerwerk unter Scherbeanspruchung für ausgewählte Kombinationen aus Oberflächenstruktur und Mörtelzusammensetzung

Oberfläche Mörtel	Scherfestigkeit f_{v0}		Gleitreibungs- widerstand $f_{v\mu}$		Reibungs- beiwert μ_o	Haftscher- festigkeit f_{vH}		Energieabsorption					
								vor Bruch		Bruchenergie		Gesamt	
	N/ mm ²	%	N/ mm ²	%		N/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%	Nmm/ mm ²	%
Lehm- Handstrich	0,325	54,0	0,183	80,0	0,916	0,142	38,1	0,838	60,0	6,178	90,9	7,016	85,7
Lehm-Sand	0,320	53,2	0,171	74,5	0,853	0,150	40,2	0,446	32,0	5,597	82,4	6,043	73,8
Optimierung	0,602	100,0	0,229	100,0	1,146	0,373	100,0	1,396	100,0	6,794	100,0	8,190	100,0

Auch unter Zugbeanspruchung wurde eine erhebliche Steigerung der Haftzugfestigkeit und des Energieabsorptionsvermögens des Lehm-mauerwerks durch Oberflächenstrukturierung mittels grober Spachtel und Gipszusatz zum Mörtel im Vergleich zum traditionellen iranischen „Adobe-Mauerwerk“ erreicht.

Prinzipiell ist jedoch festzustellen, dass trotz der Optimierung des Verbundes nur relativ geringe Zugspannungen im Lehm-mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge aufgenommen werden.

3.3.4 Ergebnisauswertung Erhöhung der Scher- und Haftzugfestigkeit von Lehm-mauerwerk

Die Verwendung von Lehm-mörtel mit Gipszusatz ist im Iran bei der Herstellung von schalungsfreien Lehm-kuppeln weit verbreitete Tradition und auch bei der Sanierung historischer Lehm-bauwerke innerhalb der Zitadelle in Bam tägliche Baupraxis. Die Akzeptanz der UNESCO sowie der verantwortlichen iranischen Behörde ICHHTO für die Verwendung von Lehm-Gips-Mörtel bei der Herstellung von „Adobe-Mauerwerk“ kann deshalb als gegeben vorausgesetzt werden. Prinzipiell sollte eine Abstimmung des verwendeten Gipses sowie dessen Dosierung auf den bei der Sanierung der Zitadelle eingesetzten Lehm-mörtel durch entsprechende Laborversuche erfolgen. Zur besseren Verarbeitbarkeit des Mörtels wird die Verwendung eines Gipses mit Abbindeverzögerer empfohlen.

Die Strukturierung der Steinoberflächen mit groben Spachteln ist – speziell bei faser-

Tabelle 10: Versuchsergebnisse Lehm-mauerwerk unter Zugbeanspruchung für ausgewählte Kombinationen aus Oberflächenstruktur und Mörtelzusammensetzung

Oberfläche Mörtel	Haftzugfestigkeit		Energieabsorption vor Bruch	
	N/mm ²	%	Nmm/mm ²	%
Lehm-Handstrich	0,01204	59,6	0,000203	42,2
Lehm-Sand	0,00512	25,4	0,000023	4,8
Optimierung	0,02019	100,0	0,000480	100,0

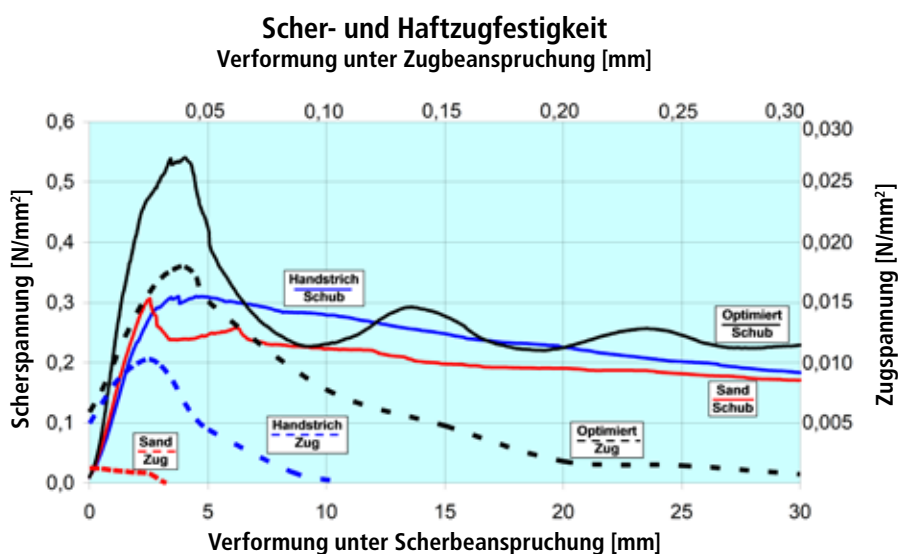


Bild 27: Spannungs-Verformungs-Verlauf von Lehm-mauerwerk unter Scher- und Zugbeanspruchung für ausgewählte Kombinationen aus Oberflächenstruktur und Mörtelzusammensetzung

armierten Lehmsteinen – mit einem hohen Arbeitsaufwand verbunden und bei der manuellen Herstellung in den angestrebten hohen Stückzahlen wenig praktikabel. Eine erhebliche Verbesserung des Reibungswiderstandes sowie des Energieabsorptionsvermögens unter Scherbeanspruchung kann jedoch schon durch die Reinigung und Strukturierung der besandeten Steinoberflächen mittels Drahtbürsten erreicht werden.

In Bild 27 sind zusammenfassend die Spannungs-Verformungs-Verläufe der Lehmprüfkörper unter Scher- und Zugbeanspruchung für die Oberfläche-Mörtel-Kombinationen Sand/Lehmmörtel (Sand), Handstrich/Lehmmörtel (Handstrich) und grober Spachtel/Lehm-Gips-Mörtel (Optimiert) dargestellt.

3.4 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zur Verbesserung der Schubfestigkeit von Lehmmauerwerk durch Faserarmierung in Lehmsteinen zeigen, dass erhebliche Unterschiede in der Wirkung der verschiedenen Naturfasern auf das Zug- und Druckversagen bestehen. Während die für die Verwendung in Bam präferierte Dattelpalmenfaser im Vergleich zu den anderen Naturfasern nur mäßige Wirkung brachte, wurden durch die Armierung mit Sisalfasern durchgängig die besten Resultate im Hinblick sowohl auf die Festigkeit der Prüfkörper als auch die im Versagensprozess absorbierte Energie erreicht. Zurückzuführen sind diese Ergebnisse auf die vergleichsweise hohe

Zugfestigkeit der Sisalfaser sowie auf den sich aufgrund der rauen Faseroberfläche ausbildenden guten Verbund zwischen Faser und Lehm. Generell ließ sich durch die Faserarmierung keine Festigkeitssteigerung der Lehmprüfkörper unter Druck- und Zugbeanspruchung nachweisen. Allerdings gelang es, – speziell bei den Zugversuchen – die für die Erdbebensicherheit relevante Energieabsorption erheblich zu steigern.

Ein großes Potenzial zur Verbesserung der Schubfestigkeit von Lehmmauerwerk wurde auch bei Untersuchungen zur Erhöhung der Scher- und Haftzugfestigkeit durch Bearbeitung der Oberfläche der Lehmsteine und durch Zusätze zum Lehmmörtel aufgezeigt. Hier wurden speziell durch den Zusatz von Gips zum Lehmmörtel sowie durch die Aufrauung der Lehmsteinoberfläche mittels Spachtel die Scher- und Haftzugfestigkeit signifikant erhöht. Trotz der Verbesserungen bleiben die von Lehmmauerwerk senkrecht zur Lagerfuge aufnehmbaren Zugspannungen jedoch relativ gering.

Unter Druckbeanspruchung zeigt ein durch Faserarmierung, Gipszusatz zum Lehmmörtel sowie aufgeraute Lehmsteinoberflächen optimiertes Lehmmauerwerk ein wesentlich duktileres Verhalten und eine erheblich höhere Energieabsorption im Versagensverlauf als traditionell in Bam verwendetes Lehmmauerwerk.



Dr.-Ing. Jörg Braun

j.braun@bsping.de

Braun, Schöps & Partner
Ingenieure mbB
Beratende Ingenieure
Kieler Straße 41a
01109 Dresden

www.bsping.de



Berufsportal mit Stellenmarkt
für Bauingenieure [seit 2001]

20 JAHRE

bauingenieur 24.de
content for constructors

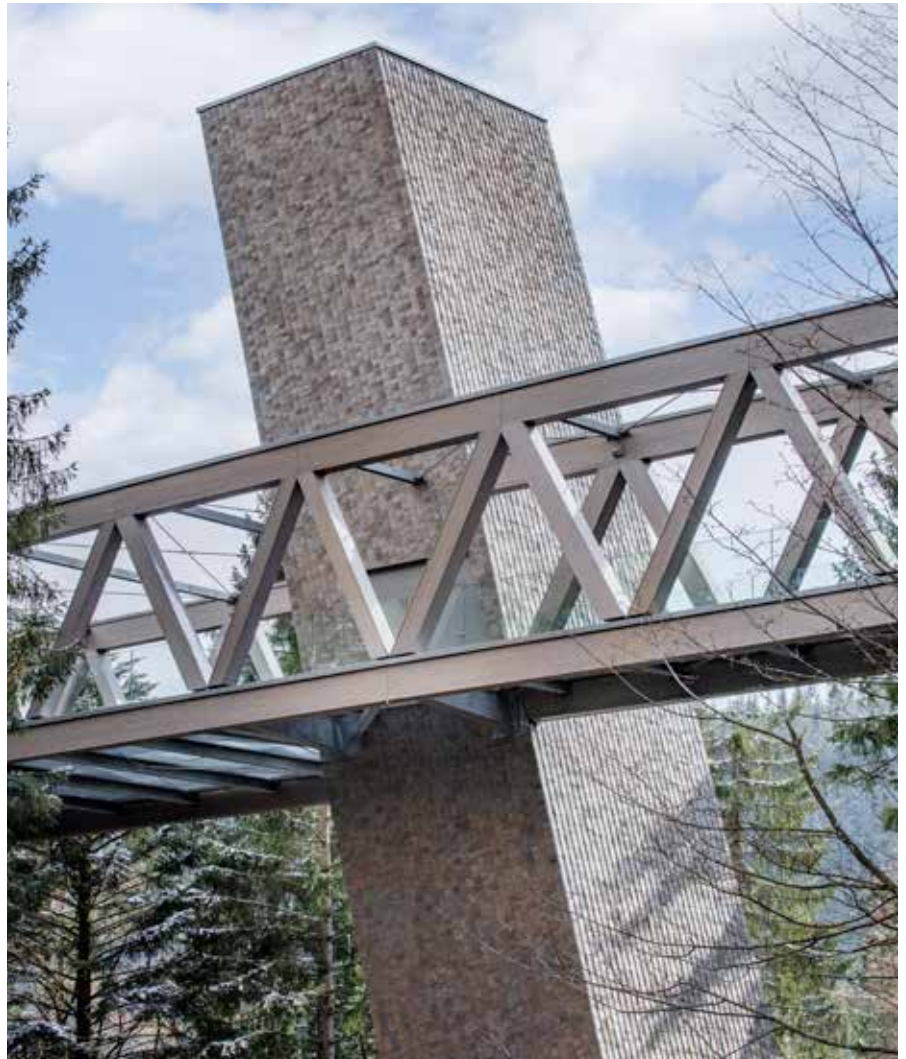
*„Mein Bewerberprofil kann ich einfach per E-Mail
an potenzielle Arbeitgeber übersenden.“*

Henning Balser, **Bauingenieur**

Holz bau

Susanne Jacob-Freitag

Konstruktiver Kraftakt in acht Riegeln



Gebäudekonzept aus bis zu 65 m langen Röhren

Mischbau mit überwiegend Holz für optimale Tragfähigkeiten

Tragstruktur der Holzkonstruktion – exemplarisch am Gebäuderiegel G

Holz-Stahl-Fachwerke für den Bereich der Dauerausstellung

Wandartige Träger aus BSP für Riegel D

Herausforderung: Montage mit temporären Gerüsten

Hanglage und Baumbestand erschweren die Montage zusätzlich

Turm und Skywalk: Montage mit Hilfstreben

Komplexe Gebäude sind nur interdisziplinär zu schaffen

Bild 1: Markanter Gebäudeteil der spektakulären Architektur des Besucherzentrums des Nationalparks Schwarzwald ist der schräge Aussichtsturm mit Skywalk, dem Verbindungssteg zum BIZ, der über den Turm hinaus als Aussichtsplattform auskragt. (Foto: ZÜBLIN Timber - Markus Guhl)

Das neue Besucher- und Informationszentrum des Nationalparks Schwarzwald liegt inmitten einer einzigartigen Landschaft. Die spektakuläre Form aus gekreuzten und gestapelten Röhren ist eine Analogie zu umgefallenen, übereinander liegenden Bäumen. Die Planer meisterten den Entwurf unter Einsatz verschiedenster Baustoffe, allen voran Holz.

Nach dreieinhalb Jahren Bauzeit fand Mitte Oktober 2020 die offizielle Übergabe des Besucher- und Informationszentrums (BIZ) für den Nationalpark Schwarzwald statt – coronabedingt unter Ausschluss der Öffentlichkeit. Die acht Riegel des BIZ fügen sich so gut in ihre Umgebung ein, dass man das Gebäude als Ganzes – außer aus der Luft – kaum überblicken kann.

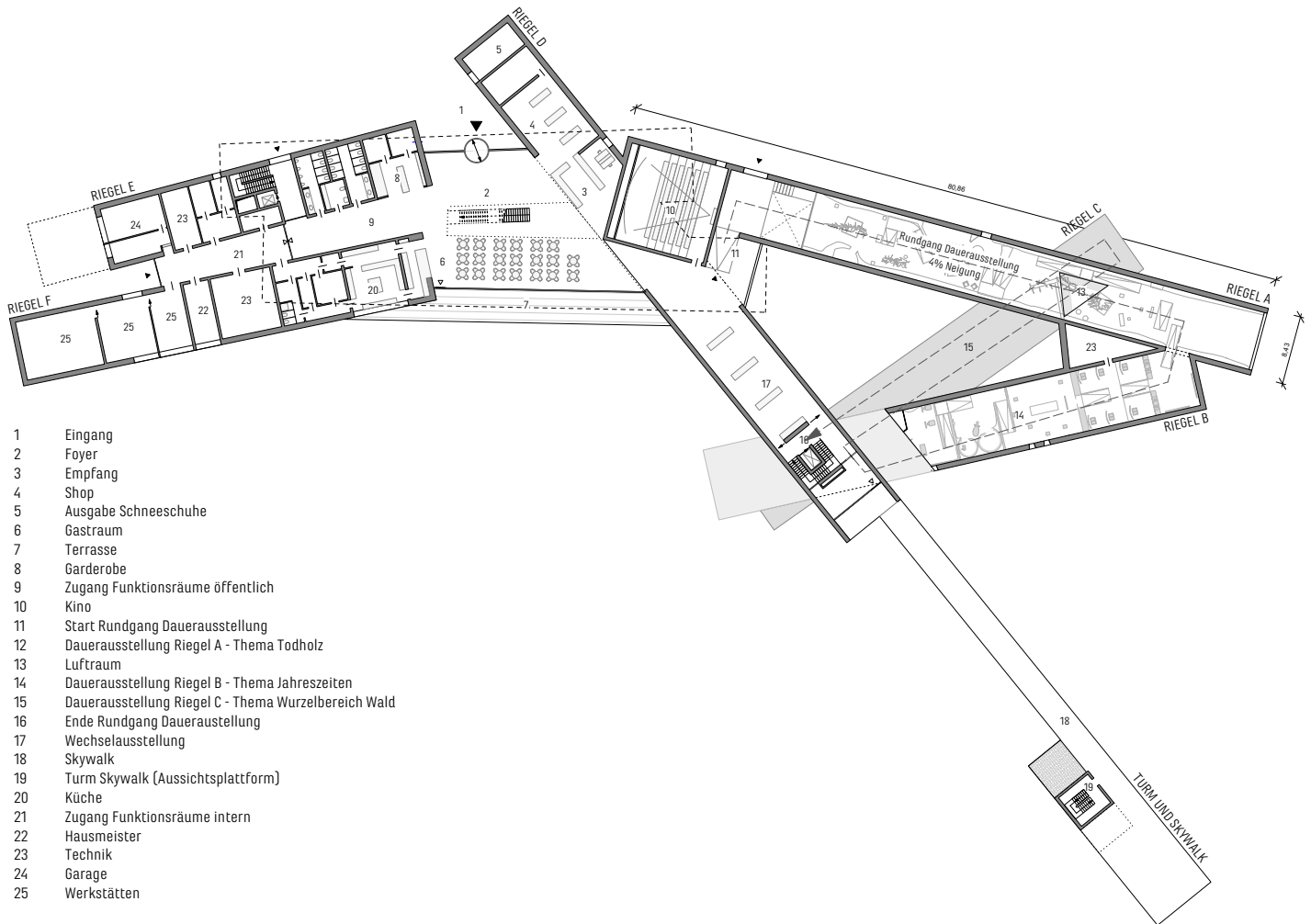


Bild 2: Erdgeschoss-Grundriss mit Legende (Zeichnung: Sturm und Wartzeck)

Es liegt am Ruhestein, einer Passhöhe an der Schwarzwaldhochstraße (B 500), auf etwa 900 m Höhe inmitten bewaldeter Hänge und dient als zentrale Anlaufstelle des etwa 10.000 Hektar großen Parks, den das Land Baden-Württemberg Anfang 2014 im Nordschwarzwald eingerichtet hat. Die „Kurzbezeichnung“ des BIZ lautet daher auch *Nationalparkzentrum Ruhestein*.

Das Bauwerk bietet 1.150 m² Ausstellungsfläche; davon rund 1.000 m² für die Dauerausstellung, die die Besucher auf eine Reise durch den Wald führt, der Rest für Wechselausstellungen. Aber auch Vortragsveranstaltungen und ein Kino sollen das BIZ zu einem attraktiven Ausflugsziel machen.

Die Gebäude-Skulptur aus Holz, Stahl und Beton der Architekten Sturm und Wartzeck aus Dipperz in Osthessen ging als Siegerentwurf aus einem europaweit ausgeschriebenen, interdisziplinären Realisierungswettbewerb hervor.

Interdisziplinär heißt, dass die Architekten sich zusammen mit einem Team aus Tragwerksplanern, Gebäudetechnikern und Landschaftsarchitekten beworben haben. Dieses Team wurde schließlich auch als Arbeitsgemeinschaft für alle Planungsphasen beauftragt.

Die Aufgabe bestand darin, die Wesensmerkmale des Nationalparks als naturbelassenem Ur-Wald zu visualisieren und das Gebäude als Blickfang zu gestalten. Daraus entwickelte sich die Leitidee einer Struktur von kreuz und quer übereinander liegenden Baumstämmen. Als Vorzeigebauwerk und Aushängeschild des jungen Nationalparks, das sich bestmöglich in seine Umgebung einfügen soll, nimmt der Gebäudeentwurf damit nicht nur das Bild einer natürlichen Waldsituation auf, sondern setzt auch bei den Baumaterialien zum Großteil auf Holz. Selbst die Fassaden nehmen Bezug auf das Thema Bäume: Die Bekleidung aus großformatigen Holzschindeln soll an die Rindenstruktur eines Baumes erinnern.

Gebäudekonzept aus bis zu 65 m langen Röhren

Das BIZ ist als aufgelöster Baukörper konzipiert und besteht aus acht bis zu 65 m langen röhrenartigen Boxen. Sie wurden so platziert, dass sie sich möglichst schonend mit dem Baumbestand verzahnen und nur geringe Eingriffe in den bestehenden Lebensraum erforderlich waren. Dabei sind die Boxen bzw. Riegel entsprechend dem Hangverlauf in Höhe und Lage gestaffelt angeordnet, kreuzen und queren sich und sind teilweise leicht geneigt.

Ausstellungsbereich und Skywalk, Letzteres ein nicht überdachter Steg, der das Besucherzentrum mit einem geneigten Aussichtsturm verbindet, ragen freitragend in die schützenswerten Waldbestände hinein.

Der Hauptzugang und der Empfangsbereich befinden sich in den Riegeln E und F, wobei der Riegel E unterkellert ist.

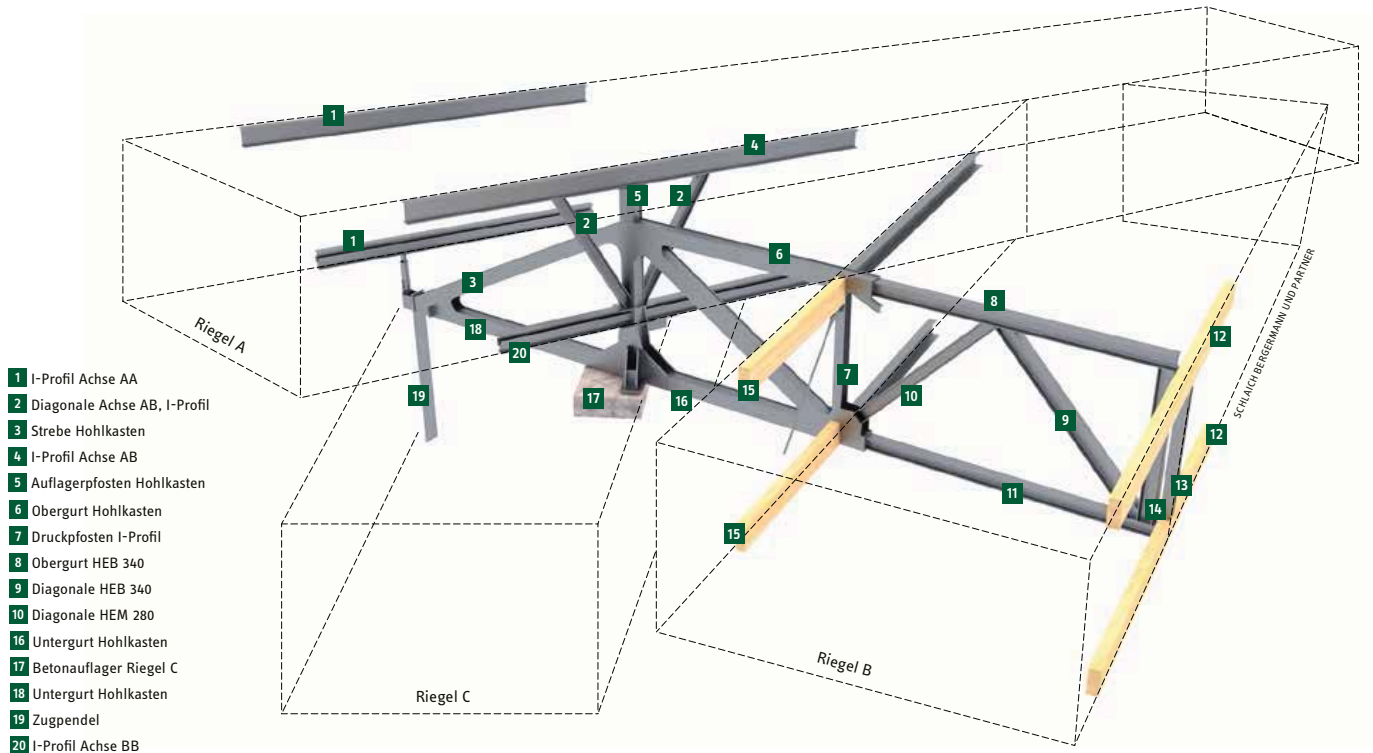


Bild 3: Isometrie Abfangträger: Ein geschosshoher Stahlfachwerk-Abfangträger bindet den Riegel B exzentrisch an Riegel A an. (Bildquelle: schlaich bergmann und partner)

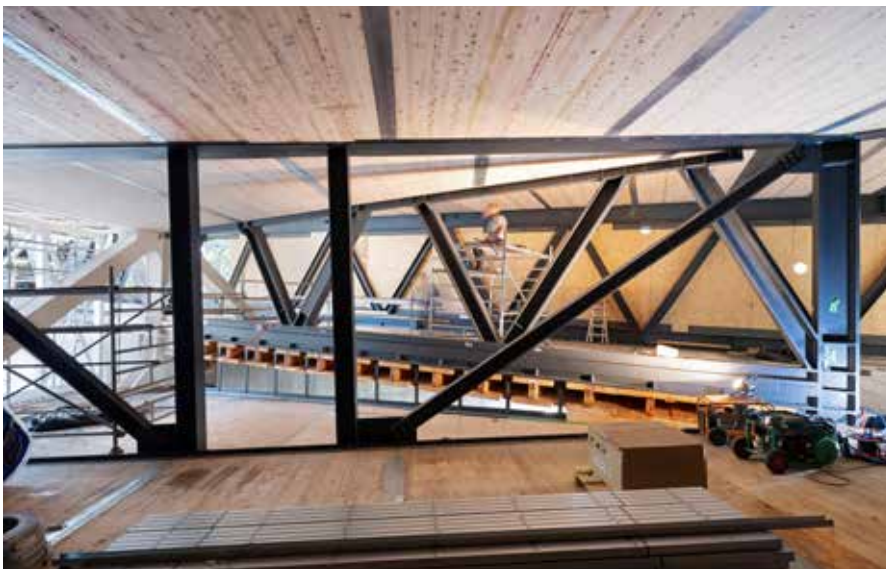


Bild 4: Blick auf den Überschneidungsbereich der Riegel A und B, wo sich eine besonders komplexe Lastsituation ergibt. Aufgrund der Geometrie und der Beanspruchung wurde hier eine geschweißte Stahlkonstruktion realisiert. (Bildquelle: ZÜBLIN Timber)

In den Riegeln G und H ist das Obergeschoss untergebracht. Die anschließenden Bauwerke A, B, C und D sind Riegel, die in der Längsachse geneigt sowie punktuell gestützt sind. Der Aussichtsturm ist durch den brückenartigen Skywalk mit dem Riegel D verbunden.

Die Riegel A, B und C beherbergen die Dauerausstellung, der Riegel D dagegen nimmt die Wechselausstellungen auf. Im Eingangsbereich sind ein Bistro und eine Küche sowie ein Kinosaal untergebracht, im Obergeschoss Büro- und Seminarräume. Die Riegel E und F sowie das Kellergeschoss

nehmen außerdem Lager, Werkstatt und Technik auf.

Ziel des Entwurfs war, den Baustoff Holz möglichst umfangreich und vor allem dort einzusetzen, wo es technisch sinnvoll und wirtschaftlich vertretbar ist. Dies war erklärte Absicht der Planer, der Bauherrschaft und des Nutzers. Das Ergebnis zeigt die konstruktive Leistungsfähigkeit des modernen Holzbaus, insbesondere auch in Kombination mit anderen Baustoffen: So besteht das Tragwerk des BIZ ebenso aus Brettsperrholz(BSP)-Scheiben, Holzrahmenbau- und Hohlkasten-Elementen wie aus reinen Stahl- und reinen Holz-Fachwerkträgern bzw. aus hybriden Holz-Stahl-Fachwerkträgern u.v.m.

Mischbau mit überwiegend Holz für optimale Tragfähigkeiten

Für die optimale Tragfähigkeit der Riegel wählten die Tragwerksplaner je nach Abmessungen, Riegellänge, Auskragungen und Spannweiten die jeweils geeignetsten Baustoffe oder eine Mischung davon. So konnten auch lastkumulierte Punkte bewältigt werden. Entsprechend entschieden sie sich in Abhängigkeit von der Tragwerksbeanspruchung für Holz, Stahl, Stahlbeton oder Mauerwerk – die beiden Letzteren etwa für erdberührte Bauteile. Die Riegel E, F und C sowie Teile

der Riegel A und D sind in Massivbauweise ausgeführt. Für die Riegel G und H wurde aufgrund des geforderten Brandwiderstands von 30 Minuten und der sichtbaren Holzkonstruktion ein V-Fachwerk gewählt. Dabei spielte auch die Kraftausleitung an den Auflagerpunkten in die schiefwinkelige Betonkonstruktion eine entscheidende Rolle. In den Riegeln A, B und D sorgen Bekleidungen im Innenausbau für den baulichen Brandschutz. Entsprechend fiel die Wahl in den weit auskragenden Riegeln A und B auf hybride Holz-Stahl-Fachwerke, in den hoch beanspruchten Zonen auf reine Stahl-Fachwerke. Der Verschneidungsbereich zwischen Riegel A und B sowie die kräftige Abfangung von Riegel B wurden aufgrund der Geometrie und der Beanspruchung als geschweißte Stahlkonstruktion geplant und umgesetzt. Aufgrund der Spannweite bilden beim Riegel D wandartige Träger aus BSP das Haupttragwerk aus.

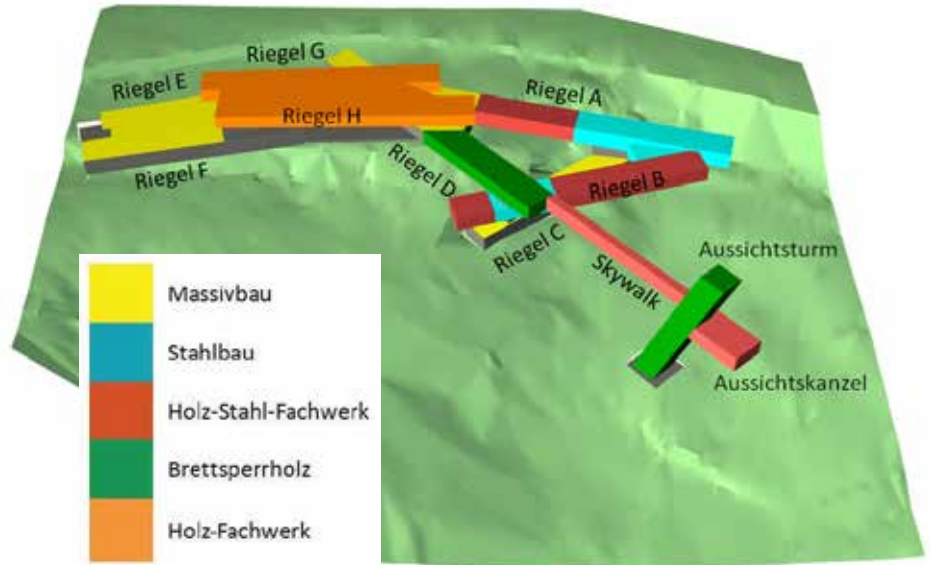


Bild 5: Schematische Übersicht der Lage und Benennung der Gebäuderiegel und deren verschiedene Bauweisen: DEF – Eingangsgebäude mit aufgesetzten Seminarräumen in GH, ABC – Dauerausstellung, D – Wechelausstellung (in Verlängerung des Eingangsriegels D), Turm und Skywalk. (Bildquelle: schlaich bergemann partner)

Für den röhrenartigen Aussichtsturm mit einer Neigung von 15 Grad und einer Höhe von rund 32 m – er steht am tiefsten Punkt des Besucherzentrums – wurde eine Stahl-BSP-Hybridbauweise gewählt. Dabei sind die Stahleckprofile und die BSP-Platten biegesteif mit dem Betonfundament verbunden. Dies sorgt unter anderem zusammen mit dem biegesteifen Verbund zum 60 m langen Skywalk-Fachwerk mit Außenabmessungen von knapp 4,90 m Höhe und 3,40 m Breite für ausreichende Tragfähigkeit, um Lasten aus Verkehr, Schnee, Wind, Erdbeben und Bauwurf sicher abzutragen. Die Fachwerk-Konstruktion ($b/h = 24 \text{ cm} \times 56 \text{ cm}$) wurde auch wegen des Einhubgewichts aus Bretttschicht(BS)-Holz der Festigkeitsklasse GL 28h gestoßen montiert.

Diagonalen und Gurte erhielten eine Wetterschutzverschalung bzw. an den Ober- und Untergurten Abdeckbleche, sodass der Skywalk als witterungsgeschützt gilt.

Tragstruktur der Holzkonstruktion – exemplarisch am Gebäuderiegel G

Das Haupttragwerk des rund 8 m breiten Gebäuderiegels G bilden 57m lange und 4,25 m hohe Fachwerkträger aus Buchen-Furnierschichtholz (BauBuche) mit einer Festigkeitsklasse von GL 70, das heißt mit einer im Vergleich zu Nadelholz sehr hohen Tragfähigkeit. Die Fachwerke ermöglichen die Überspannung der darunter liegenden Gebäudeteile und dienen zugleich als

Auflager für die Decken- und Bodenelemente, die als Einfeldträger mit 8 m Länge zwischen den Fachwerken eingehängt wurden.

Da diese Fachwerkträger für Transport und Montage als Ganzes zu groß und zu schwer gewesen wären, hat man sie in zwei bis drei Abschnitte unterteilt. Die Verbindungen dieser Bauteile, wie auch die Anschlüsse der Fachwerkstreben an die Ober- und Untergurte ($b/h = 24 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$) erfolgte über 4-schnittige Schlitzblech-Verbindungen mit Stabdübeln.

Aufgrund der zu erwartenden massiven Schneeverwehungskeile (Sonderlast Schneeverwehung: bis 11 kN/m^2) wählten die Trag-

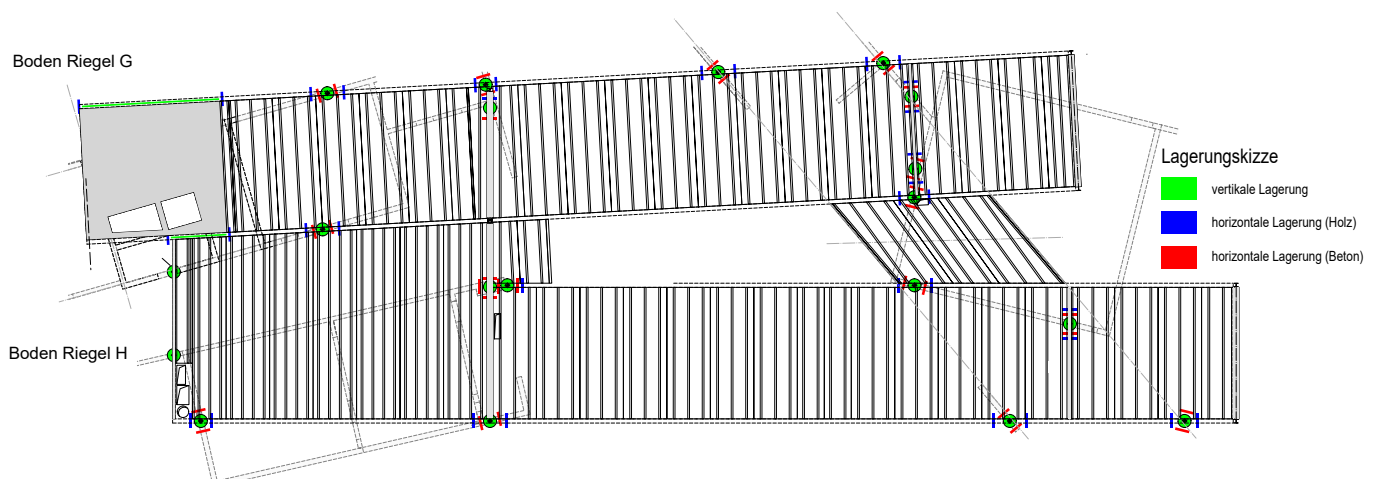


Bild 6: Übersicht der Auflagerpunkte der Riegel G und H und deren Lagerungsart (Bildquelle: schlaich bergemann partner)

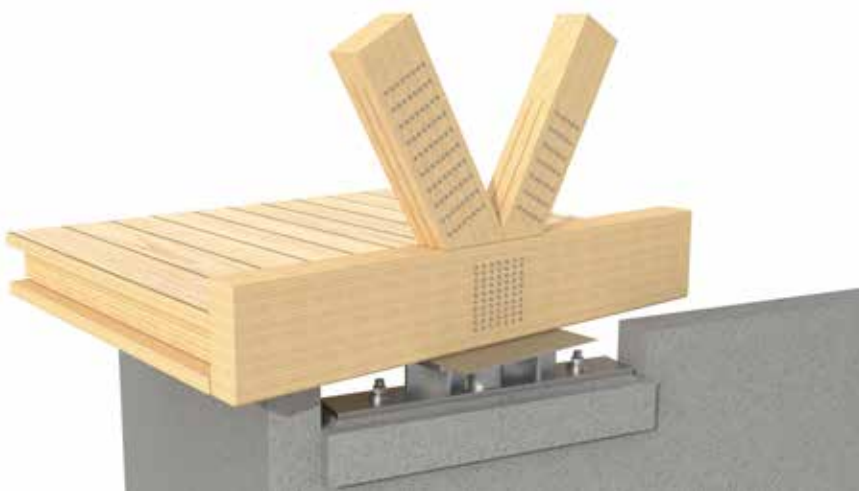
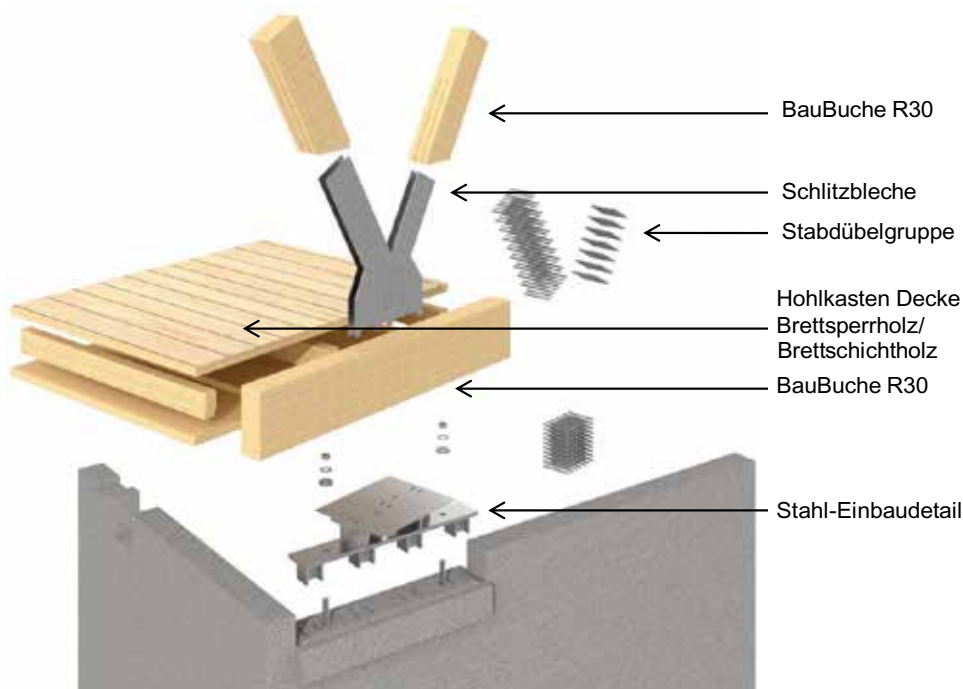


Bild 7–9: Die Anschlüsse der BauBuche-Diagonalen an Ober- und Untergurte erfolgten mit eingeschlitzten Blechen und Stabdübeln. (Bildquelle: schlaich bergemann partner)

werksplaner für Decken und Böden Hohlkasten-Elemente, da hier die Stegabstände variiert werden können. So war es möglich, bei gleicher Deckenhöhe lokal auf Laständerungen zu reagieren.

Die Hohlkasten-Elemente ergänzen die Fachwerkträger und bilden den oberen und unteren Abschluss, also Boden und Decke, des röhrenartigen Gebäuderiegels. Sie setzen sich aus 9 cm dicken BSP-Platten und 24 cm hohen Stegen aus BS-Holz (GL 24) zusammen. Eine Schraubpressklebung stellt die Verbindung zwischen Platten und Stegen her. Die Vorteile dieser Elemente liegen sowohl in der geringen Bauteilhöhe (42 cm) und der hohen Steifigkeit als auch in der lokalen zweiachsigen Tragwirkung (Platten- und Scheibentragwirkung). Darüber hinaus können sie witterungsunabhängig im Werk vorgefertigt und die Gefache ausgedämmt werden. Die Seiten der Fachwerke werden schließlich noch mit BSP-Platten geschlossen, die gleichzeitig die Luftdichtheitsebene bilden.

Eingespannte Stahlstützen, BSP-Wandscheiben und der Treppenhauturm aus Stahlbeton dienen als horizontale und vertikale Lagerung für diesen Riegel.

Holz-Stahl-Fachwerke für den Bereich der Dauerausstellung

Der 8 m breite und 5 m hohe Riegel A und der ebenso breite, aber nur 4 m hohe Riegel B nehmen später die Dauerausstellung zum Nationalpark Schwarzwald auf. Sie liegen im Grundriss V-förmig zueinander. Dabei stützt sich Riegel A an seinem oberen Ende am Hauptgebäude ab bzw. auf halber Strecke auf den Stahlbetonwänden des darunter quer kreuzenden Riegels C. Riegel B dagegen ist exzentrisch an Riegel A angeschlossen, spannt dann in Richtung des Treppenhauturms und legt sich über eine längere Überschneidungsstrecke ebenfalls auf den Stahlbetonwänden des darunter im spitzen Winkel querenden Riegels C ab. So schweben die beiden etwa 4 % geneigten Riegel A und B freitragend über Riegel C.

Erwähnenswert ist, dass – aufgrund des Bauherrenwunschs nach möglichst viel Holz im Tragwerk – große Teile der 5 m hohen Wände des Riegels A bzw. der 4 m hohen Wände des Riegels B, die als Stahlfachwerke ausgeführt werden sollten, in ein hybrides Holzfachwerk umgeplant wurden. Mit einem vergleichsweise einfach

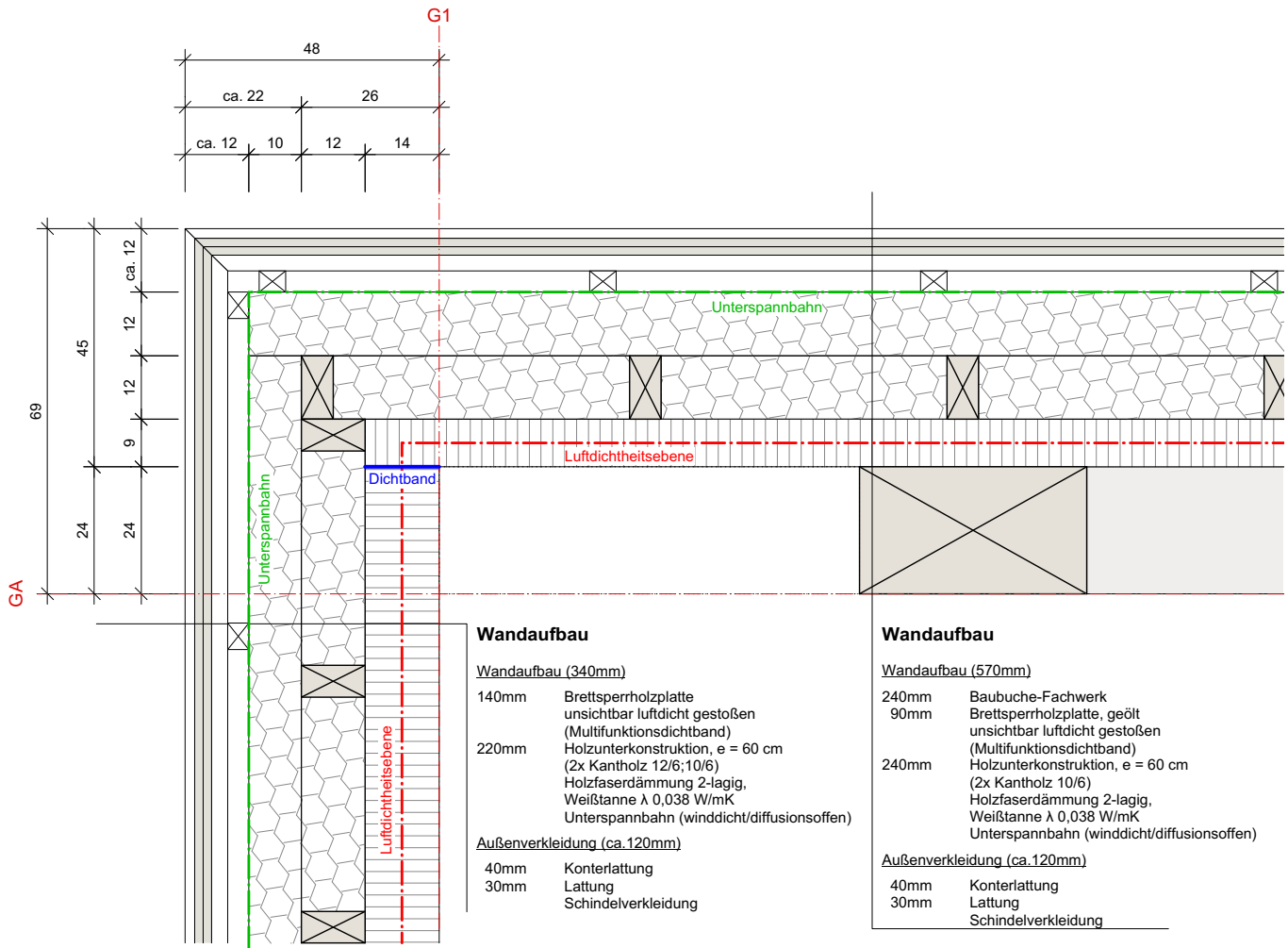


Bild 10: Wandaufbauten der Riegel aus BauBuche-Fachwerken und BSP-„Bepankungen“, die gleichzeitig Luftdichtheitsebene sind. (Bildquelle: Sturm und Wartzeck)

herzustellenden, nicht sichtbaren N-Fachwerk mit Gurten und Druckpfosten aus BauBuche (GL 70) und Zugstangen aus Rundstahl ist eine effiziente Lösung zur Wandausbildung entstanden. Durch eine zusätzliche gegenläufige Anordnung von Diagonalen wird das Fachwerk noch extra ausgesteift, um dadurch weniger anfällig bei Einwirkungen aus Erdbeben – das BIZ steht in der Erdbebenzone 1 – und personeninduzierten Schwingungen zu sein.

Wandartige Träger aus BSP für Riegel D

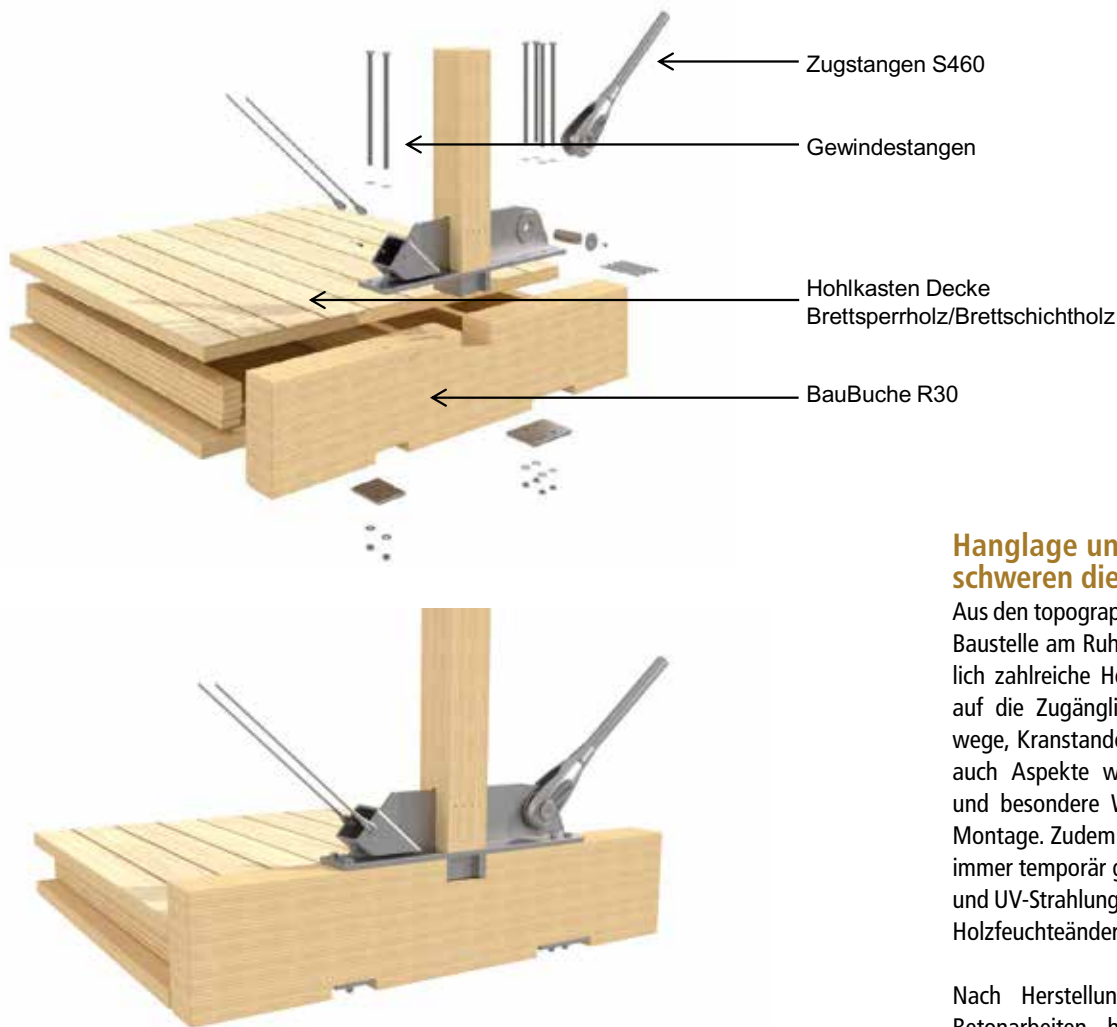
Der 8 m breite und 4,50 m hohe Riegel D, in dem die Wechselausstellungen unterkommen, verläuft horizontal in Richtung des Aussichtsturms. Im Kreuzungspunkt von Riegel B, C und D steht aus Brandschutzgründen (Fluchtweg) ein eingespannter Treppen- und Aufzugsturm aus Stahlbeton. Er dient

ganz wesentlich der Aussteifung von Riegel B und D. Riegel D stützt sich an seinem oberen Ende am Hauptgebäude sowie auf dem Erschließungsturm ab. Der Skywalk wiederum schließt an der Stirnseite bzw. am Ende des Riegels D an. Die vergleichsweise geringe Spannweite und die Lagerungsbedingungen erlauben in diesem Riegel den Einsatz von BSP als wandartigem Träger. Allerdings mussten aus herstellungstechnischen Gründen Stöße für eine Biegebeanspruchung aus der Scheibentragwirkung entwickelt werden. Im Zugbereich wird dies über eingeklebte Gewindestangen, die über Stahlprofile gekoppelt sind, erreicht. Die Druckkräfte werden über Kontakt, die Querkkräfte über Blechbänder mit geeigneten Vollgewindeschrauben übertragen. Spezielle Einbauteile fixieren die Wandscheiben am Betontreppenhausturm. Zur Verteilung der Lasten aus dem Skywalk wird stirnseitig ein Stahlrahmen installiert.

Herausforderung: Montage mit temporären Gerüsten

Bei hochkomplexen Bauwerken mit Traglelementen, die sich in ihrer Tragfähigkeit gegenseitig beeinflussen, stellt die Planung der Montagearbeiten eine besondere Aufgabe dar. Denn nicht die Montage der Einzelelemente stellt die Herausforderung dar, sondern deren Zusammenwirken noch bevor alles kraftschlüssig verbunden bzw. fertig montiert ist.

Planung und Verantwortlichkeit der Montage unterliegen der ausführenden Firma, die dafür ein Montagekonzept inklusive Beschreibung vorzulegen hatte, ebenso wie die Auswahl und die statischen Nachweise für temporäre Baubehelfe (z.B. Lasttürme). In der Planung wurden Vorschläge für sinnvolle Transport-Einheiten oder Einhebe-Gewichte in Abhängigkeit von den Beanspruchungen und Wandträger-Systemen berücksichtigt.



Hanglage und Baumbestand erschweren die Montage zusätzlich

Aus den topographischen Gegebenheiten der Baustelle am Ruhestein ergaben sich zusätzlich zahlreiche Herausforderungen in Bezug auf die Zugänglichkeit, mögliche Zufahrtswege, Kranstandorte und Hilfsgerüste sowie auch Aspekte wie Vermessung, Baugrund und besondere Witterungseinflüsse für die Montage. Zudem mussten die Holztragwerke immer temporär gegen Regen, Schnee, Wind und UV-Strahlung geschützt werden, um eine Holzfeuchteänderung zu vermeiden.

Nach Herstellung aller Gründungs- und Betonarbeiten hat man mit den Holzbau-Richtarbeiten bei den Riegeln D, E und F begonnen. Darauf aufbauend folgten die großen BauBuche-Fachwerkträger G und H. Sie konnten mit vordefiniertem Schlitzblech-Stabdübel-Montagestoß und dem Hilfsgerüst, das auf der Bodenplatte errichtet wurde, vergleichsweise einfach zusammengebaut werden. Im Anschluss wurden Boden- und Deckenelemente eingehängt.

Wesentlich anspruchsvoller stellte sich hingegen der Zusammenbau der Riegel A, B, C und D dar, da hier verschiedene Materialien und Trägersysteme, Nachgiebigkeit von temporären Unterstützungen, topographische Hindernisse und eine komplexe räumliche Geometrie zu berücksichtigen waren. Umfangreiche Abstimmungen und Überlegungen führten zur Entscheidung, eine werkseitige Probemontage durchzuführen, samt Vermessung des Stahl-Fachwerk-Dreiecks ABC am Abfangträger, das die Ausrichtung der Riegel maßgebend bestimmt. So konnten Pass- Ungenauigkeiten vorab festgestellt und ein unnötiger Montage-Stillstand vermieden werden.

Bild 11: Beim Riegel B bestand die Lösung in einem hybriden Fachwerk aus BauBuche und Stahlzug-Diagonalen. (Bildquelle: schlaich bergemann partner)



Bild 12: Gurte und Druckpfosten aus BauBuche sowie Stahl-Zugstangen bilden die N-Fachwerke des Riegels B. Gegenläufige weitere Zugstäbe sorgen für deren zusätzliche Aussteifung. (Foto: ZÜBLIN Timber)



Bild 13: Die Brücke zum Aussichtsturm, der Skywalk, ist als Fachwerk-Konstruktion ausgeführt. Blech-Abdeckungen und Verschalungen schützen ihn vor Regen und anderen Witterungseinflüssen. (Bildquelle: Dirk Altenkirch)

Durch die sehr hohen Ausnutzungsgrade einzelner Stahlträger kam man um Baustellen-schweißungen nicht herum, für die wiederum entsprechende Einhausungen vorzusehen waren. Nach kraftschlüssigem Zusammenbau aller tragenden Teile und einer vermessungstechnischen Kontrolle konnte das Tragwerk freigesetzt werden.

Turm und Skywalk: Montage mit Hilfsstreben

Bei der Montage des Turms hat man zuerst mit dem Aufbau der Stahlrahmen bis etwa 18 m Höhe begonnen. Diese mussten temporär mit Hilfsstreben gesichert werden. Die BSP-Scheiben wurden in derselben Länge angeliefert, eingehoben und an den Stahlprofilen fixiert. Zeitgleich haben die Monteure die Zwischendeckenelemente eingebaut. Auf den Turmstumpf hat man dann den Stahlkranz zur Auflagerung der Brücke aufgesetzt und darauf wiederum den vormontierten Stahlrahmen des oberen Turmabschnitts eingehoben, befestigt und mit Platten belegt.

Parallel dazu wurde der erste Teil des Skywalks, bestehend aus zwei Fachwerkträgern, Querträgern und Stahlauskreuzun-

gen, auf einem Montageplatz vor Ort zusammengebaut und auf Riegel D sowie einem Hilfsturm in Feldmitte abgesetzt. Der Einbau der übrigen Fachwerkträger erfolgte aufgrund ihrer unterschiedlichen Längen und Passungen einzeln am Turm – die Quer- und Aussteifungs-Elemente folgten nach. Abschließend wurden die auskragenden Balkon-Elemente eingehoben. Während der Zwischen-Bauzustände galt es, Brückenträger und Hilfsturm mit Seilabspannungen zu sichern.

Komplexe Gebäude sind nur interdisziplinär zu schaffen

Das interdisziplinäre Planerteam aus Architekten, Tragwerksplanern, Fachingenieuren für Technische Ausrüstung und Landschaftsarchitektur hat nicht nur den Realisierungswettbewerb gemeinsam gewonnen. Die Architekten haben zusammen mit den Tragwerksplanern des Stuttgarter Ingenieurbüros schlaich bergemann partner auch eine detaillierte Werkplanung abgeliefert und die richtigen Ausführungspartner gefunden, was besonders beim Holzbau sehr wichtig ist. Letzteres wurde die Aufgabe von ZÜBLIN Timber aus Aichach, die die öffentliche Ausschreibung dafür gewonnen hat. Die Holz-

bau-Ingenieure des Unternehmens lieferten die Werkstatt- und Montageplanung. Sie fertigten und montierten aber auch sämtliche BS-Holz- und BSP-Bauteile sowie die Fachwerkträger aus BauBuche samt allen dazugehörigen Stahlbau-Verbindungen.

Der Öffentlichkeit auf unbestimmte Zeit nicht zugänglich

Trotz Übergabe im Oktober 2020 konnte das Nationalparkzentrum bis zum Frühsommer 2021 nicht geöffnet werden. Wann das BIZ seinen uneingeschränkten Betrieb aufnimmt, schauen Interessierte am besten auf der Website nach. Das Bauwerk selbst, die Ausstellungen, aber auch Vortragsveranstaltungen sowie ein Kino wollen als Gesamtpaket jedenfalls langfristig ein attraktives Ausflugsziel sein.

Film-Tipps

Teil 1 – Baubeginn

<https://tinyurl.com/y5w5swvj>

Teil 2 – Rohbau

<https://tinyurl.com/yyem3q6g>

Teil 3 – Tragwerk

<https://tinyurl.com/y44xnrxu>

Feierliche Übergabe am 16. Oktober 2020

<https://tinyurl.com/y4r96fk7>



Bild 14: Das großzügige Foyer des neuen Nationalparkzentrums mit viel Holz auch im Innenausbau unterstreicht die Funktion des Gebäudes zusätzlich. Teile des hochkomplexen Tragwerks sind noch sichtbar, etwa das Fachwerk aus BauBuche in den Riegeln G und H über der Treppe.
(Bildquelle: Dirk Altenkirch)



Dipl.-Ing. (FH)
Susanne Jacob-Freitag

Redaktionsbüro manuScriptur

info@texte-nach-mass.de
www.texte-nach-mass.de

in Zusammenarbeit mit

Dipl.-Ing. Michael Werwigk
und
Dipl.-Ing. Florian Markert
beide Stuttgart

Bauvorhaben

Besucher- und Informationszentrum (BIZ)
Schwarzwald am Ruhestein
www.nationalpark-schwarzwald.de

Bauweise

Ingenieur-Hybridbau

Bauzeit

Juni 2018 bis September 2020

Baukosten

35,5 Mio. Euro (reine Baukosten),
insgesamt: 50 Mio. Euro

Bauherr

Land Baden-Württemberg
vertreten durch Vermögen
und Bau Baden-Württemberg
Amt Pforzheim
75172 Pforzheim
www.vba-pforzheim.de

Architektur

Sturm & Wartzeck
36160 Dipperz
www.sturm-wartzeck.de

Tragwerksplanung

schlaich, bergmann partner
70197 Stuttgart
www.sbp.de

Bauphysik

Ing.-Büro Dr. Schäcke & Bayer GmbH
71334 Waiblingen-Hegnach
www.ib-schaecke.de

Brandschutz

Assel Brandschutz
36043 Fulda
www.assel-brandschutz.de

Erd-, Maurer-, Betonarbeiten

Lang Bau GmbH & Co. KG
76275 Ettlingen
www.bau-lang.de

Fassade Holz-Schindeln

Zinser Holzbau GmbH
72290 Loßburg
www.zinser-holzbau.de

Haustechnik/TGA

EWT Ingenieure
36355 Grebenhain
www.ewt-ingenieure.de

Komplettleistung

Ingenieur Holzbau
ZÜBLIN Timber GmbH
86551 Aichach
www.zueblin-timber.de

**Als Nachunternehmer
oder Lieferant für**
ZÜBLIN Timber GmbH tätig

Montage

Arge Schaible und Hansmann

Produktion

BSP und BS-Holz
Schilliger Bois SAS

Produktion

BauBuche-Fachwerkträger
Hasslacher Holzbauteile GmbH & Co. KG

Stahlbauarbeiten

Stema Metallverarbeitungs GmbH & Co. KG
und
Stahlbau Wendeler GmbH & Co. KG

Tobias Schmidt

Effiziente Verbindungen für Brettsperrholz unter Scheibenbeanspruchung

Brettsperrholzelemente sind aufgrund ihrer hohen Schubtragfähigkeit und Schubsteifigkeit, verglichen mit anderen Holzbausystemen, besonders geeignet, um Einwirkungen in Scheibenebene abzutragen und damit Gebäude auszusteißen. Gleichwohl weisen heute gebräuchliche Verbindungstechniken vergleichsweise geringe Tragfähigkeits- und Steifigkeitswerte auf. Darüber hinaus bauen sich die mechanischen Eigenschaften dieser Verbindungen bei Erdbebeneinwirkungen sehr schnell ab, so dass diese nach wenigen Belastungszyklen nahezu wirkungslos sind. Aus diesen Gründen kann die technisch mögliche Aussteifungswirkung von Brettsperrholz nur eingeschränkt ausgenutzt werden. Um diese Einschränkung zu überwinden, wurden leistungsfähige und kosteneffiziente Kontaktverbindungen entwickelt.

mit einer Tragstruktur aus Holzwerkstoffen liegt die technische Grenze weit über zehn Geschossen. Ein interessantes Beispiel ist das 18-geschossige Gebäude „Brock Commons Student Residence“, das auf dem Campus der University of British Columbia in Vancouver, Kanada, errichtet wurde. Auf dem Erdgeschoss in Massivbauweise wurden 17 Obergeschosse mit Stützen aus Brett-schichtholz und Deckenscheiben aus BSP errichtet. Die Vertikallasten des etwa 53 m hohen Gebäudes werden über die Holzkonstruktion abgetragen, während die Horizontallasten über die BSP-Deckenscheiben in die beiden Erschließungskerne aus Stahlbeton eingeleitet werden. Bei einer Grundfläche von 15 m x 56 m wird eine große Zahl von Verbindungen zwischen den einzelnen BSP-Deckenelementen, also den Schmalseitenfugen, erforderlich. Die aufsummierte Länge dieser Schmalseitenfugen, die kraftschlüssig zu verbinden sind, über die 17 Deckenscheiben liegt bei etwa 5 km.

1 Einleitung

Platten und Scheiben aus Brettsperrholzelementen (BSP) sind nahezu ideale Bauteile, um vertikale und horizontale Einwirkungen in Gebäuden abzutragen. Die vergleichsweise hohen mechanischen Eigenschaften, kombiniert mit einem hohen Vorfertigungsgrad, ermöglichen die Nutzung von BSP in Bauwerken, in denen Stahl und Beton die vorherrschenden Baumaterialien sind. Beispiele sind Industrie- und Ingenieurbauwerke sowie höhere innerstädtische Gebäude. Bei innerstädtischen Wohn- und Geschäftsgebäuden

Erdbeben- oder Windlasten führen zu Scheibenbeanspruchung in den BSP-Elementen. Aufgrund der hohen Schubtragfähigkeit und Schubsteifigkeit sind BSP-Elemente für Scheibenbeanspruchung sehr gut geeignet. Allerdings begrenzen Herstellung, Transport und Montage die mögliche Größe von BSP-Elementen. Aus diesem Grund werden BSP-Elemente in der Regel aus mehreren kleineren Elementen zusammengesetzt (Bild 1). Traditionelle Verbindungsmittel, wie z. B. Laschenverbindungen mit Nägeln und

- 1 Einleitung
- 2 Kontaktverbindungen
- 3 Kontaktverbindung für Deckenscheiben
- 4 Dissipative Stahlblechverbindung für Wandscheiben
- 5 Zusammenwirken mehrerer hintereinander angeordneter Kontaktverbinder für Deckenscheiben
- 6 Zusammenfassung

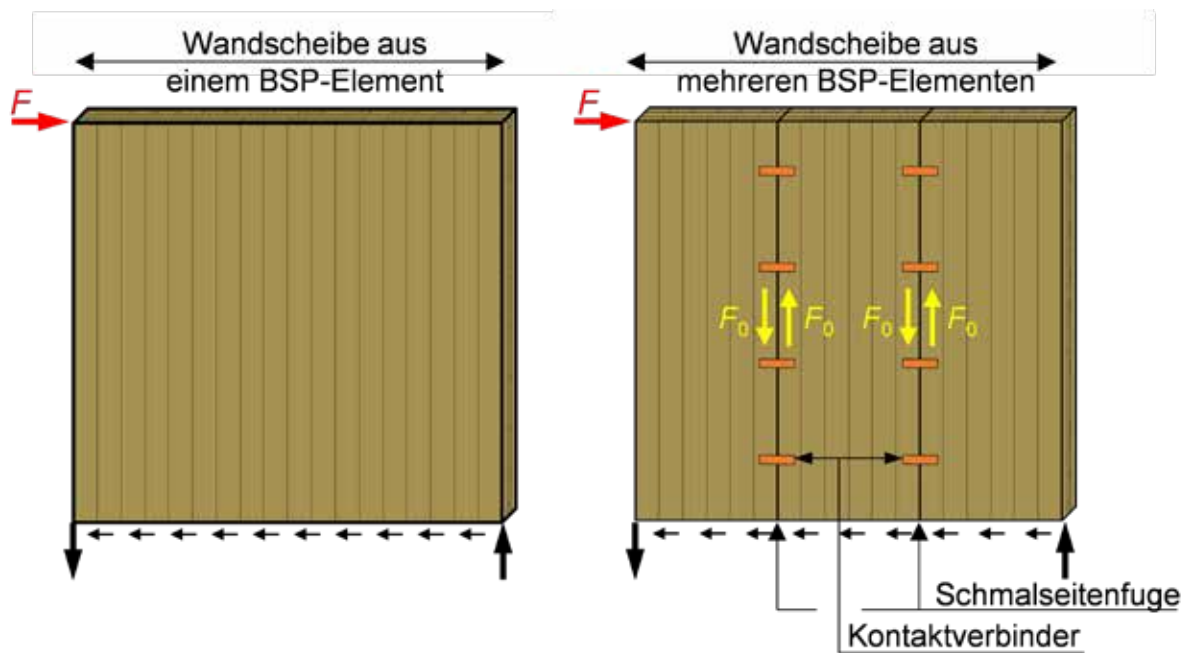


Bild 1: Wandscheibe aus BSP (links) und aus mehreren BSP-Elementen zusammengesetzte und mit Kontaktverbindungen verbundene Wandscheibe (rechts)

Schrauben oder spezielle BSP-Verbinder [1] erreichen, bei wirtschaftlicher Verbindungsmitteldichte, nur etwa 10 % bis 30 % der Schubtragfähigkeit des BSP. Zwar wurden mittlerweile auch hochleistungsfähige Verbindungssysteme entwickelt, aber diese sind vergleichsweise teuer [3]. Die Schubtragfähigkeit und Schubsteifigkeit einer zusammengesetzten Scheibe aus BSP wird durch das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindungen in den Schmalseitenfugen begrenzt. Da die Tragfähigkeit des BSP-Elementes wesentlich höher ist als die der verfügbaren Schubverbindungen, kann die hohe Leistungsfähigkeit des BSP unter Scheibenschub nicht ausgenutzt werden. Um das Potential von BSP besser auszuschöpfen wurden Kontaktverbindungen entwickelt. Moderne Abbundanlagen werden bereits genutzt, um effiziente Kontaktanschlüsse (z. B. Treppenversatz) von stabförmigen Bauteilen zu realisieren [4]. Dass solche Kontaktverbindungen auch bei BSP funktionieren, zeigt die Untersuchung einer Schwalbenschwanzverbindung aus Buchensperrholz, die in der BSP-Schmalseitenfuge angeordnet wird [5]. Darauf aufbauend wurden in einer ersten theoretischen und experimentellen Untersuchung über 30 neu entwickelte Schubverbindungen, sog. Kontaktverbindungen, betrachtet [6].

Ziel dieses Beitrages ist es, dem Leser einen Überblick über die neuen Kontaktverbindun-

gen und deren Bemessung zu geben. Daher sind Untersuchungsergebnisse ohne vertiefte Erläuterungen dargestellt. Für weitergehende Informationen wird u. a. auf [2] verwiesen.

2 Kontaktverbindungen

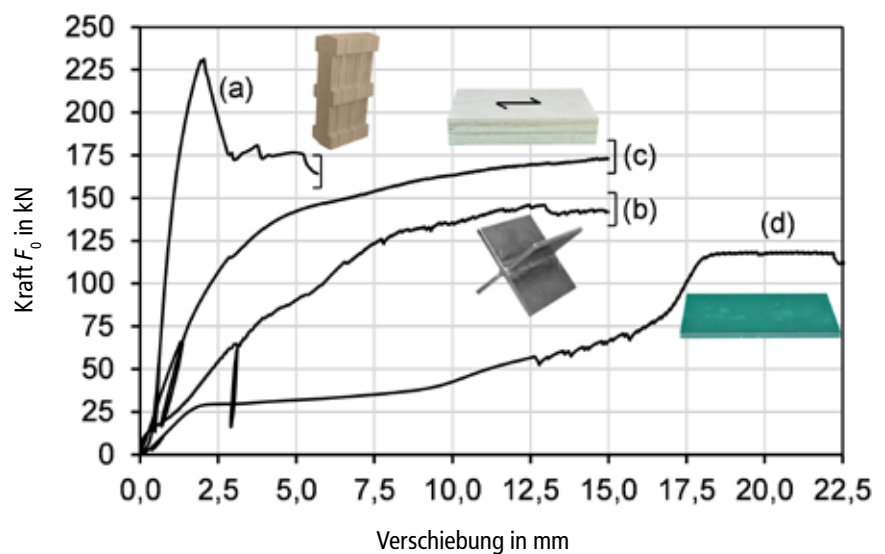
Kontaktverbindungen sind klebstofffreie mechanische Verbindungen, die primär dafür ausgelegt sind, fugenparallele Kräfte F_0 in Scheibenebene über die Schmalseitenfuge von einem BSP-Element auf das benachbarte BSP-Element zu übertragen (Bild 1). Dabei sind die Längslagen vorwiegend parallel zur Schmalseitenfuge orientiert. Im Gegensatz zu „direkten Kontaktverbindungen“, bei denen benachbarte BSP-Elemente so bearbeitet wurden, dass Kräfte über Formschluss übertragen werden, werden bei „indirekten Kontaktverbindungen“ zusätzliche Teile als Verbinder in zuvor maschinell ausgenommene Aussparungen eingesetzt (Bild 1 rechts). Diese Aussparungen vermindern die Fläche des BSP, über die fugenparalleler Schub in Scheibenebene übertragen werden kann; es verbleibt eine BSP-Nettoschubfläche. Um diese Aussparungen und damit die Schwächung des BSP so gering wie möglich zu halten, sollte die Schubtragfähigkeit eines Kontaktverbinders pro Längeneinheit den entsprechenden Wert des BSP signifikant überschreiten. Je größer das Verhältnis zwischen der Schubfestigkeit des Kontaktverbinders und des BSP, desto kleiner ist die erforderliche Dicke

des Kontaktverbinders und damit die Dicke der Aussparung. Dadurch verbleibt eine größere Nettoschubfläche des BSP, was zu einer höheren Schubtragfähigkeit des BSP führt. Ein moderner Holzwerkstoff mit einer hohen Schubfestigkeit ist Buchenfurnierschichtholz (Buchen-FSH). Die Rohdichte von Buchen-FSH beträgt in etwa 800 kg/m^3 . Die charakteristische Schubfestigkeit von Buchen-FSH ist in etwa viermal größer als die des BSP in Scheibenebene. Ausgehend von diesen beiden Schubfestigkeiten werden in einer ersten Schätzung lediglich 20 % des BSP-Schubquerschnitts für die Anordnung der Kontaktverbinder benötigt. Der verbleibende Nettoquerschnitt des BSP beträgt folglich 80 %.

Die Anforderungen, die an das Last-Verschiebungsverhalten von Kontaktverbindungen gestellt werden, können sehr unterschiedlich und fallweise völlig konträr sein. Durch die Verwendung unterschiedlicher Materialien, wie beispielsweise Buchen-FSH, Stahl oder Aluminium-Strangpressprofile, kann – je nach Einsatzzweck – das gewünschte Last-Verschiebungsverhalten erreicht werden. Doch nicht nur das Material hat hier einen wesentlichen Einfluss, sondern auch die Geometrie des Kontaktverbinders. A priori kann festgestellt werden, dass herstellungs- und montage-technische Restriktionen zu vergleichsweise einfachen Formen für die Kontaktverbinder führen werden.

Bild 2 zeigt die Last-Verschiebungskurven von vier verschiedenen Kontaktverbindungen. Die erste Kontaktverbindung aus Buchen-FSH (a) ist parallel zur Schmalseitenfuge angeordnet. Diese zeigt eine hohe Anfangssteifigkeit und eine hohe Tragfähigkeit. Nach dem spröden Versagen mit signifikantem Lastabfall weist die Verbindung eine nennenswerte Resttragfähigkeit auf, welche im Wesentlichen auf der Schubtragfähigkeit der BSP-Querlage beruht. Die Steifigkeit und Tragfähigkeit der Verbindung (b) mit x-förmigen Verbindern aus Stahlblech liegt signifikant unter der Verbindung (a). Die Vorteile der Verbindung (b) liegen in einem „gutmütigeren“ Last-Verschiebungsverhalten und der Fähigkeit, auch Kräfte rechtwinklig zur Schmal-

seitenfuge zu übertragen. Das Last-Verschiebungsverhalten der Verbindung (c) mit rechtwinklig zur Schmalseitenfuge orientierten Kontaktverbindern aus Buchen-FSH liegt zwischen den Verbindungen (a) und (b). Obwohl es sich um einen Verbinder aus Holz und nicht aus Stahl handelt, verhält sich die Verbindung duktil. Die beiden Verbindungen (b) und (c) erreichen eine maximale Verschiebung von 15 mm ohne signifikanten Lastabfall. Das Last-Verschiebungsverhalten wird hauptsächlich durch den BSP-Aufbau, das Verbindermaterial, die Verbindergeometrie, den Achsabstand mehrerer Verbinder untereinander sowie durch die Herstellungspräzision bestimmt.

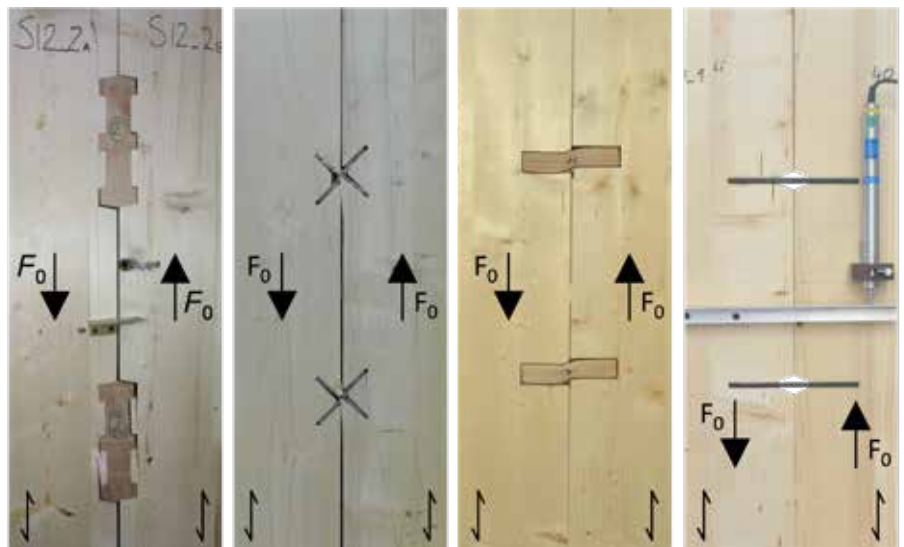
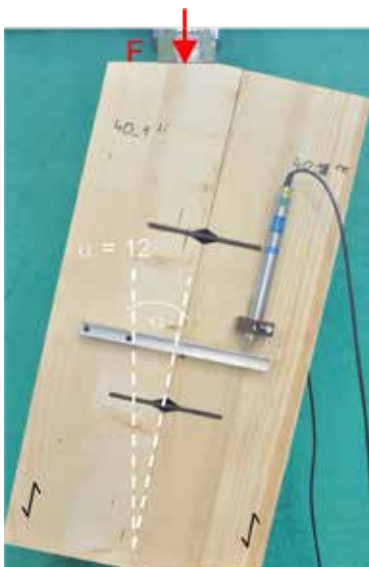


(a) Buchen-FSH
215x100x60

(b) Stahl S235 JR
120x120x100
 $t = 6,0$

(c) Buchen-FSH
200x100x40

(d) Stahl S235 JR
160x100mm
 $t = 6,0$



Versuchsaufbau:
Druckscherversuche; vorne und hinten je ein induktiver Wegaufnehmer

Das 3-lagige BSP hat einen symmetrischen Aufbau (40-20-40 mm) mit der Gesamtdicke von 100 mm und einem Längslagenanteil von 80 % am Gesamtquerschnitt. Die Last wurde parallel zu den Längslagen (F_0) aufgebracht. Jede Verbindung besteht aus zwei Kontaktverbindern.

Bild 2: Last-Verschiebungskurven mit zugehörigen Kontaktverbindungen und Versuchsaufbau der Druckscherversuche (links)

Jenseits von Anforderungen an das Last-Verschiebungsverhalten (Tragfähigkeit und Steifigkeit) muss sichergestellt sein, dass bei zusammengesetzten BSP-Scheiben kein progressives, also kein fortschreitendes Versagen auftritt. Dies kann durch Lastumlagerungen im Bauteil vermieden werden. Duktile Kontaktverbindungen können signifikant zu solchen Lastumlagerungen in Bauteilen und damit zu einer größeren Robustheit (Widerstand gegen progressives Versagen [7]) beitragen. Bild 2 zeigt, dass ein querbeanspruchter Kontaktverbinder (c) aus Buchen-FSH die Eigenschaften Tragfähigkeit, Steifigkeit und Duktilität vereint, sodass robuste Wand- und Deckenscheiben aus BSP erwartbar sind.

Besonders bei Erdbebeneinwirkungen, aber auch bei stoßartigen Einwirkungen, kann es wünschenswert sein, dass Verbindungen bereits bei geringen Relativverschiebungen duktil sind. Bleibt die Tragfähigkeit über einen großen Verschiebungsbereich nahezu konstant (Fließplateau), könnten verschiedene Wandscheiben eines Bauwerkes annähernd gleiche Horizontallasten abtragen, obwohl jeweils unterschiedliche Verschiebungen am Wandkopf auftreten. Zusätzlich kann bei sehr großen Verschiebungen eine vergleichsweise hohe Tragfähigkeit erwünscht sein. Bild 2 zeigt für die Stahlblechverbindung (d) ein solches hochduktilen und mehrstufiges Last-Verschiebungsverhalten. Erreicht wird dieses Last-Verschiebungsverhalten durch eine spezielle Aussparung des BSP im fugennahen Bereich der Stahlblechverbindung.

Neben den vorgenannten mechanischen Eigenschaften werden noch weitere Anforderungen an Kontaktverbindungen gestellt, die in einer integralen Bewertung zu berücksichtigen sind. Diese sind insbesondere ein robustes Bemessungsmodell sowie eine einfache Herstellung und Montage. Dies trägt zur Kostensenkung und breiteren Nutzung

bei. Erst wenn eine Verbindung alle Anforderungen hinreichend erfüllt, ist diese effektiv und effizient – mit anderen Worten „leistungsfähig“. Nach diesen Kriterien werden zwei der untersuchten Kontaktverbindungen (c) und (d) als besonders leistungsfähig angesehen und wissenschaftlich untersucht.

Unterschiedliche Anforderungen an Wand- und Deckenscheiben: Bei quasi-statischen Einwirkungen wie beispielsweise Wind auf nicht schwingungsanfällige Gebäude oder statischen Einwirkungen wie Schrägstellungslasten sind Verbindungen wünschenswert, die über hohe Anfangssteifigkeiten und hohe Tragfähigkeiten verfügen. Dadurch werden Bauteilverformungen minimiert und die absolute Anzahl an Verbindungsstellen kann verringert werden. Die Duktilität der Verbindungsmittel ist im Hinblick auf mögliche Lastumlagerungen im Bauteil und einer daraus resultierenden Robustheit zwar wünschenswert, aber bei statischen Einwirkungen nicht zwingend erforderlich [7]. Erdbebeneinwirkungen stellen an die Bauteile Deckenscheibe und Wandscheibe unterschiedliche Anforderungen. Bei Deckenscheiben ist elastisches Verhalten mit hoher Tragfähigkeit und Steifigkeit wünschenswert, um die Lasten möglichst gleichmäßig an die Wandscheiben weiterzuleiten. Wandscheiben hingegen sollen sich möglichst duktil verhalten, um die notwendige Energiedissipation zu gewährleisten. Da sich BSP-Elemente in Scheibenebene vorwiegend elastisch verhalten, werden die Duktilität und die Energiedissipation hauptsächlich durch die Anzahl und die Eigenschaften der Verbindungen bestimmt, sofern in den Schmalseitenfugen ausreichend große Verschiebungen auftreten.

Generell sollten alle Verbindungen eine bauwerksbezogene Mindeststeifigkeit aufweisen, um im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Verformungen zu begrenzen.



Das "Must-have" zur Vordimensionierung

NEU!

Rybicki · Prietz
**Faustformeln und Faustwerte für
 Tragwerke im Hochbau**
 Geschossbauten, Konstruktionen, Hallen
 6., aktualisierte Auflage, 2021, 320 Seiten,
 14,8 x 21,0 cm, Buch (Softcover), 39,00 €
 ISBN 978-3-8462-1095-6
 | Print |

VORTEILE

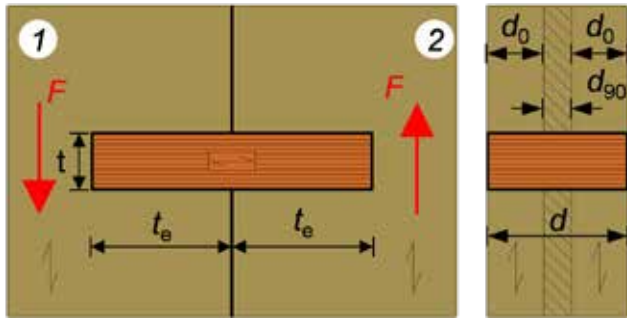
- Das Buch bietet die Möglichkeit, Baustoffbedarf und Querschnitte von Bauteilen ohne größere Hilfsmittel zu ermitteln.

Mehr Infos und versandkostenfrei (deutschlandweit) bestellen: shop.reguvis.de/1095-6

Reguvis

3 Kontaktverbindung für Deckenscheiben

Bild 3 zeigt das Prinzip eines Kontaktverbinders aus Buchen-FSH. Diese Verbindung wurde in umfangreichen Druck-Scherversuchen experimentell und numerisch untersucht. Bild 4 zeigt die repräsentativen Last-Verschiebungskurven sowie die experimentell ermittelte Tragfähigkeit für 40 mm dicke Verbinder, im Vergleich zu der daraus abgeleiteten charakteristischen Tragfähigkeit.



t	Dicke des Kontaktverbinders	d_0	Längslagendicke 40 mm
t_e	Eindringtiefe	d_{90}	Querlagendicke 20 mm
d	BSP-Dicke 100 mm	1;2	Holzteil i

Bild 3: Definitionen am Kontaktverbinder aus Buchen-FSH

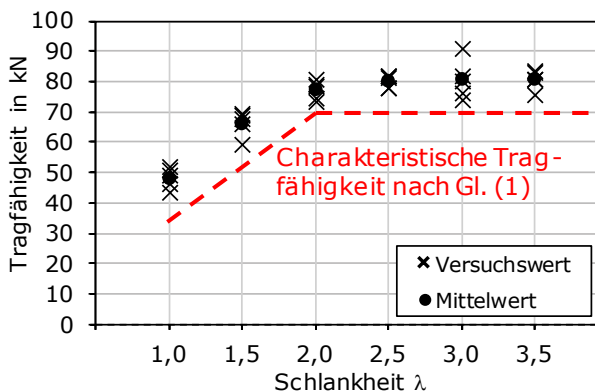
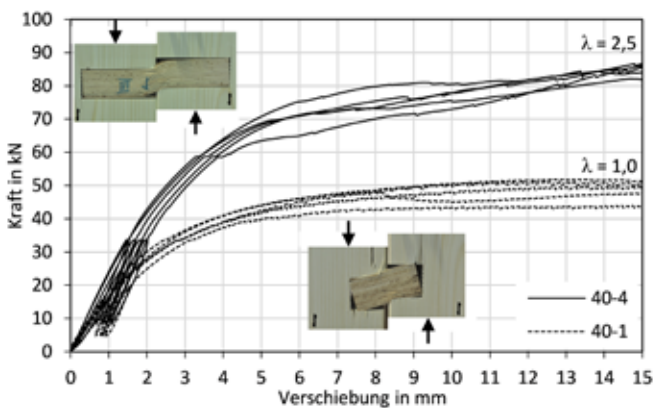


Bild 4: Repräsentative Last-Verschiebungskurven (oben) und Vergleich der charakteristischen Tragfähigkeiten $F_{v,Rk}$ mit den Werten der experimentellen Tragfähigkeiten (unten) | Werte für einen Verbinder und BSP-Aufbau nach Bild 2

Die charakteristische Tragfähigkeit eines symmetrischen querbeanspruchten Kontaktverbinders bei etwa 12 mm Relativverschiebung kann nach Gleichung (1) berechnet werden:

$$F_{v,Rk} = \begin{cases} \sum d_0 \cdot 0,8 \cdot f_{c,90,EN408,k} \cdot k_{con} \cdot \frac{t_e}{2} & \text{für } \lambda \leq 2,0 \\ \sum d_0 \cdot 0,8 \cdot f_{c,90,EN408,k} \cdot k_{con} \cdot t & \text{für } \lambda \geq 2,0 \end{cases} \quad (1)$$

Dabei sind:

$\sum d_0$	Summe der Längslagendicke
λ	t_e/t
$f_{c,90,EN408,k}$	Charakteristische Querdruckfestigkeit des Verbinders (bestimmt nach EN 408)
k_{con}	Modifikationsfaktor für diese Verbindung ($k_{con} = 2,75$)

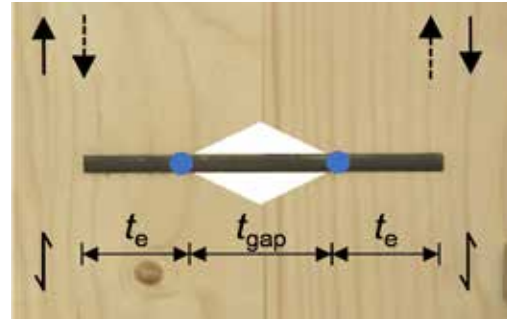
Gilt für:

Verbinderdicken t	$25 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$; Einbindetiefe: $t_{e,1} = t_{e,2}$
Achsabstand	Achsabstand der Verbinder untereinander in Kraftrichtung: $a_1 \geq 11 \cdot t$
Randabstand	Abstand eines Verbinders zum beanspruchten Rand: $a_{3,t} \geq 11 \cdot t$

Da kein nennenswerter Seileffekt zu erwarten ist [2], basiert das Rechenmodell ausschließlich auf der Abschertragfähigkeit. Als Konstruktionsziel sollte eine Schlankheit $\lambda \geq 2,0$ gewählt werden, um die maximale Tragfähigkeit und Steifigkeit auszuschöpfen und um Spreizkräfte (rechtwinklig zur Schmalseitenfuge) aus dem Verdrehen der Verbinder zu vermeiden [6].

4 Dissipative Stahlblechverbindung für Wandscheiben

Bild 5 zeigt das Prinzip einer Stahlblechverbindung mit Zwischenabstand. Dieser Verbindungstyp wurde in umfangreichen Zug-Druck-Versuchen experimentell und numerisch untersucht. Im Versuch zeigt die Verbindung ohne Zwischenabstand, wie bei stiftförmigen Verbindungen üblich, ein einschnürendes Verhalten, was bei Erdbebenbeanspruchung aber nicht erwünscht ist (Bild 6 links). Wird ein planmäßiger Zwischenabstand eingeführt, ist das Last-Verschiebungsverhalten nahezu konstant. Dieses Verhalten ist für Erdbebenbeanspruchungen sehr geeignet (Bild 6 rechts). Allerdings nimmt mit zunehmendem Zwischenabstand die Tragfähigkeit ab. Es ist ebenfalls ersichtlich, dass eine ausreichende Einbindetiefe t_e zu dem Versagensmechanismus 2 Fließgelenke je Scherfuge führt.



t Stahlblechdicke
 t_{gap} Zwischenabstand
 t_e Eindringtiefe des Stahlblechs
 Pfeile Wechselnde Beanspruchungsrichtung

Bild 5: Definitionen am Kontaktverbinder aus Stahlblech mit Zwischenabstand

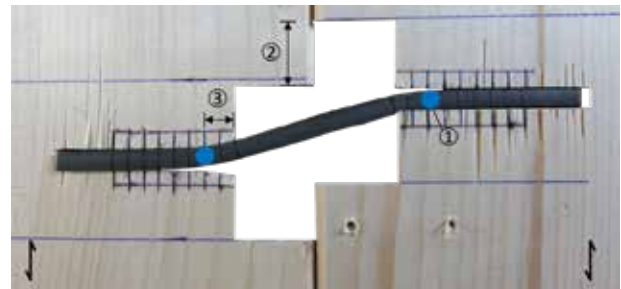
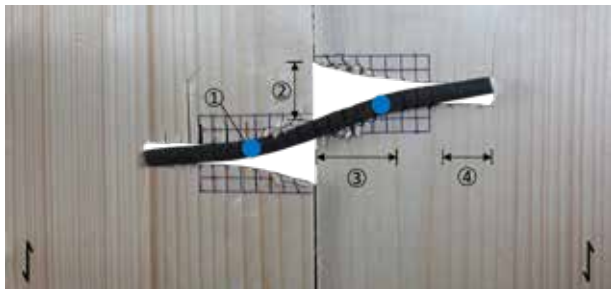
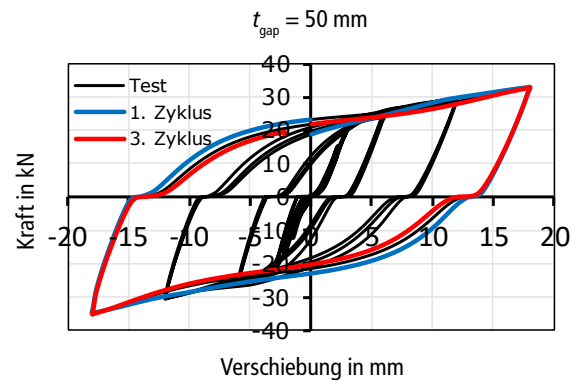
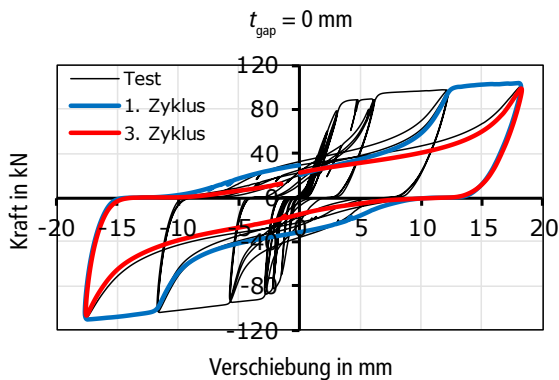


Bild 6: Last-Verschiebungskurven für zwei Stahlbleche je Verbindung und Versagensbilder (Stahlblech S235 JR; $b/t = 100 / 6,0$ mm; BSP-Aufbau nach Bild 2)

Die Tragfähigkeit berechnet sich für den gewünschten Versagensmechanismus zwei Fließgelenke pro Scherfuge in Anlehnung an die Theorie von Johansen für stiftförmige Verbindungsmittel [8] nach Gl. (2). Damit dieser Versagensmechanismus eintritt, muss eine Mindesteindringtiefe $t_{e,\text{min}}$ eingehalten werden. Da in der analytischen Herleitung keine Einflüsse aus wiederholter Beanspruchung berücksichtigt wurden, wird in der Gl. (3) der Faktor α eingeführt, um den Versagensmechanismus zwei Fließgelenke je Scherfuge sicherzustellen und dadurch die Robustheit, insbesondere bei wiederholter Belastung, zu steigern.

Aufgrund des hochduktilen Verhaltens beträgt die wirksame Verbinderanzahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit $n_{\text{ef}} = n$ (vgl. Kapitel 5). Das statische Zähigkeitsverhältnis dieser Verbinder ist größer als 6. Daher kann bei der Bauwerksbemessung Duktilitätsklasse DCH „hochduktil“ angenommen werden.

$$F_{v,Rk} = \sum d_0 \cdot f_{c,0,k} \cdot \left(\sqrt{\frac{t_{gap}^2}{4} + \frac{2 \cdot M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} - \frac{t_{gap}}{2} \right) \quad (2)$$

$$t_{e,min} = \alpha \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(2 \sqrt{\frac{M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} + \sqrt{\frac{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k} \cdot t_{gap}^2 + 8 \cdot M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} + 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{u,k}}{\sum d_0 \cdot f_{c,0,k}}} - t_{gap} \right) \quad (3)$$

Dabei sind:

$F_{v,R}$	Tragfähigkeit je Stahlblech und Scherfuge
$d_{0,i}$	Dicke der i -ten Längslage
$f_{c,0,k}$	Charakteristische Druckfestigkeit der BSP-Längslagen
$f_{u,k}$	Charakteristische Zugfestigkeit des Stahlblechs
$M_{u,k}$	Plastisches Grenzbiegemoment des Stahlblechs
α	Robustheitsfaktor ingenieurmäßig gewählt werden ($\alpha = 2$ bis 3)

Gilt für:

Verbinderdicken t	$6 \text{ mm} \leq t \leq 10 \text{ mm}$; Einbindetiefe: $t_{e,1} = t_{e,2}$
Achsabstand	Achsabstand der Verbinder untereinander in Kraftrichtung: $a_1 \geq 40 \cdot t$
Randabstand	Abstand eines Verbinders zum beanspruchten Rand: $a_{3,t} \geq 40 \cdot t$

Hinweis: Bei beiden vorgestellten Verbindungen kann das Konstruktionsziel „Robustheit“ durch eine ausreichend große Schlankheit (bzw. Eindringtiefe) und durch ausreichend große Verbinderabstände erreicht werden. Durch letzteres kann ein Schubversagen im BSP-Querschnitt vermieden werden. Um Scheibentragwirkung zu erreichen, reicht es bei zusammengesetzten Scheiben aus BSP nicht aus, nur die Quer- bzw. Schubkräfte zu übertragen, sondern es müssen – wie bei Holztafeln – die aus dem Moment entstehenden Zugkräfte über die gesamte Scheibenlänge mittels Gurten, die mit der Scheibe verbunden sind, abgetragen werden. Dies kann über im Bauwerk ohnehin vorhandene Bauteile (z. B. Schwelle/Rähm) oder durch zusätzliche Verbindungen rechtwinklig zur Schmalseitenfuge umgesetzt werden.

5 Zusammenwirken mehrerer hintereinander angeordneter Kontaktverbinder für Deckenscheiben

Situation: In bauüblichen Fällen werden in einer Schmalseitenfuge zweier BSP-Deckenelemente stets mehrere Verbinder hintereinander angeordnet. Trotz des duktilen Last-Verschiebungsverhaltens und ausreichend großer Verbindungsmittelabstände, kann nicht a priori davon ausgegangen werden, dass alle Verbinder bezüglich der Steifigkeit und Tragfähigkeit in voller Höhe mitwirken.

Um die wirksame Verbinderanzahl n_{ef} von mehreren hintereinander angeordneten Verbindern in einer Schmalseitenfuge besser einordnen zu können, wurde eine numerische Untersuchung durchgeführt, welche Herstellungstoleranzen und Streuungen im Last-Verschiebungsverhalten berücksichtigt. Diese Untersuchungen von *Hingmann* [10] werden nun auszugsweise wiedergegeben.

Methode: Datengrundlage für die Monte-Carlo-Simulation sind fünf experimentell ermittelte Last-Verschiebungsverläufe einer Kontaktverbindung bestehend aus jeweils einem Verbinder aus Buchen-FSH. Diese fünf Kurven werden durch eine Polynomfunktion 6. Grades, die ungefähr den mittleren Verlauf aller Kurven wiedergibt, substituiert (Bild 7). Die nach DIN EN 26891 vorgesehene und geprüfte Entlastungsschleife zwischen 10 % und 40 % der Schätzlast wurde bei Simulation vernachlässigt.

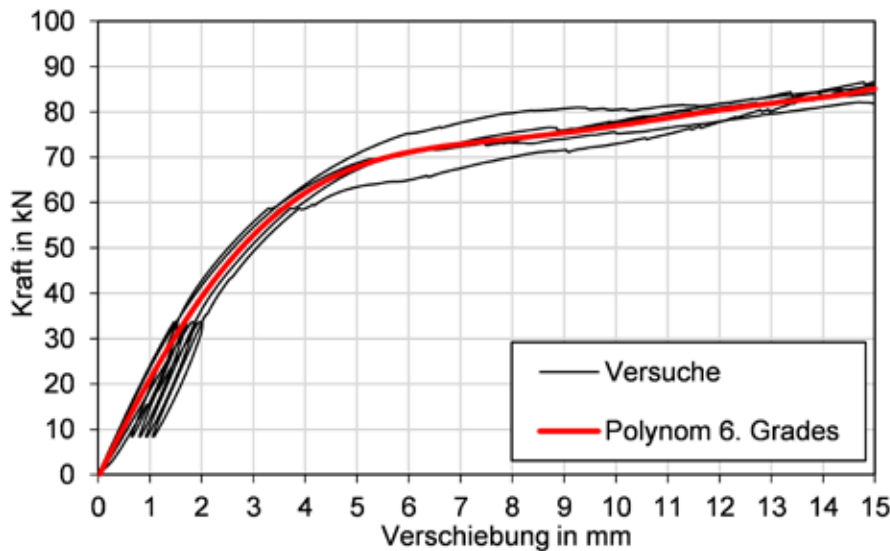
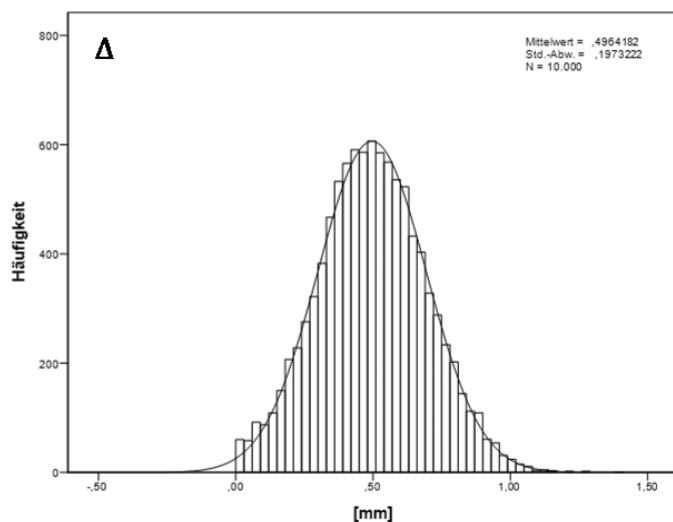


Bild 7: 5 Versuchskurven und Substitution durch Polynomfunktion 6. Grades

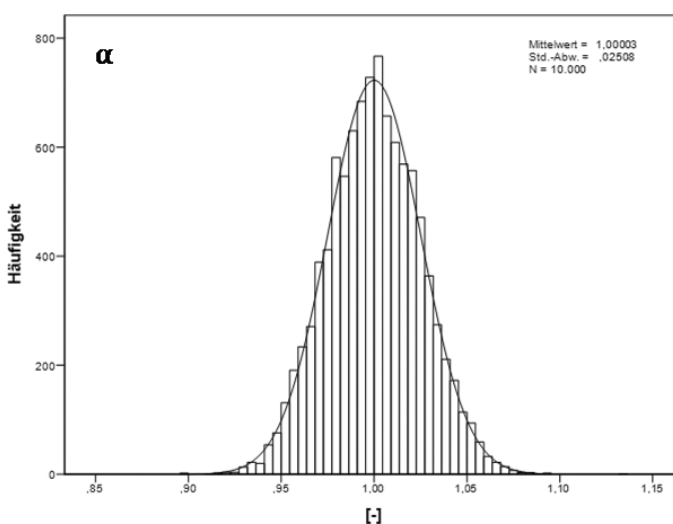
Als wesentliche Parameter, die den Beitrag eines Verbinders zum Last-Verschiebungsverhalten einer Verbinderguppe beeinflussen, wurden die Last-Verschiebungskurve eines einzelnen Verbinders selbst und eine Herstellungstoleranz Δ identifiziert. Herstellungstoleranzen können z. B. durch untermaßige Verbinder, übergroße Aussparungen im Brettspertholz oder fehlerhafte Abstände der Aussparungen im BSP untereinander entstehen. Die Herstellungstoleranz wurde in Ermangelung empirischer Daten basierend auf Erfahrungen auf einen Mittelwert von 0,5 mm geschätzt (Bild 8 oben). Um die unterschiedlichen Last-Verschiebungsverläufe einzelner Verbinder zu generieren, wurde der Skalierungsfaktor α verwendet (Bild 8 unten), mit dem die Polynomfunktion skaliert werden konnte. Die Skalierung der Last-Verschiebungsverläufe mit dem Faktor α wurde an der Varianz der experimentell ermittelten Last-Verschiebungsverläufe orientiert. Sowohl für die Skalierung der Last-Verschiebungsverläufe α als auch die Herstellungstoleranz Δ wurde eine Standard-Normalverteilung angenommen (Bild 8).

Für die Simulation wurden nun künstliche Last-Verschiebungskurven entsprechend Bild 9 generiert. Dabei wurden Kurven basierend auf der Polynomfunktion zufällig mit dem Skalierungsfaktor α multipliziert. Jeder dieser künstlich generierten Kurven wurde dann eine zufällige ausgewählte Herstellungstoleranz Δ zugewiesen.

Die Simulation erfolgte für Verbinderguppen mit 2 bis 20 Einzelverbindern je Verbinderguppe. Dabei wurde jedem Verbinder eine zufällige Last-Verschiebungskurve einschließlich zufälliger Herstellungstoleranz zugewiesen. Für jede dieser Verbinderguppen wurde dieser Vorgang 10.000-fach durchgeführt. Die Simulationen wurden mit einem Tabellenkalkulationsprogramm durchgeführt. Die Anzahl von 10.000 Simulationen je Verbinderguppe wurde festgelegt, da Testsimulationen mit $n = 1.000$, 10.000 und 100.000 vorab ergaben, dass sich die Ergebnisse zwischen 10.000 und 100.000 nicht nennenswert unterscheiden.



Mean 0,496 mm; COV 39,7 %; N = 10.000



Mean 1,0; COV 2,51 %; N = 10.000

Bild 8: Generierte Standardnormalverteilung: Δ (oben) und α (unten) nach Hingmann [10]

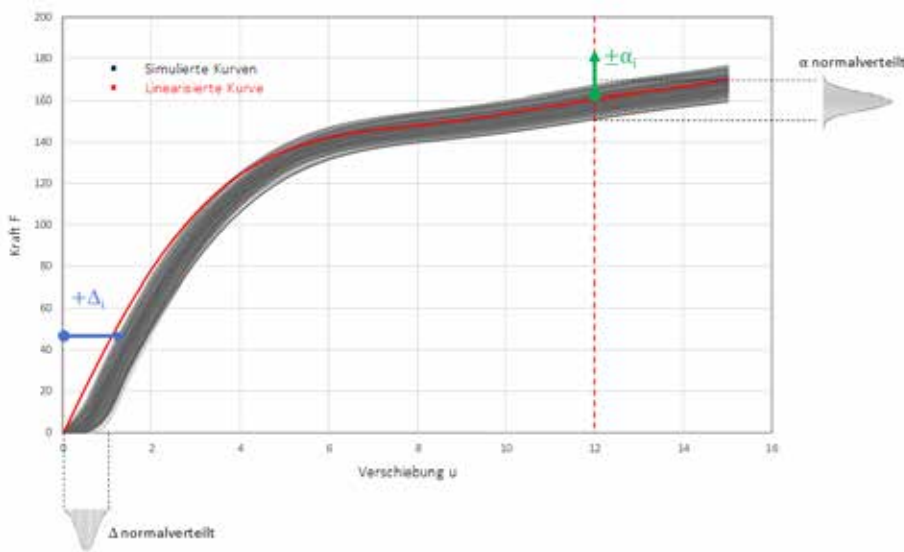


Bild 9: Künstlich generierte Last-Verschiebungsverläufe mit Berücksichtigung von zufälligen Herstellungstoleranzen und Streuungen im Last-Verschiebungsverhalten einzelner Verbinder, Hingmann [10]

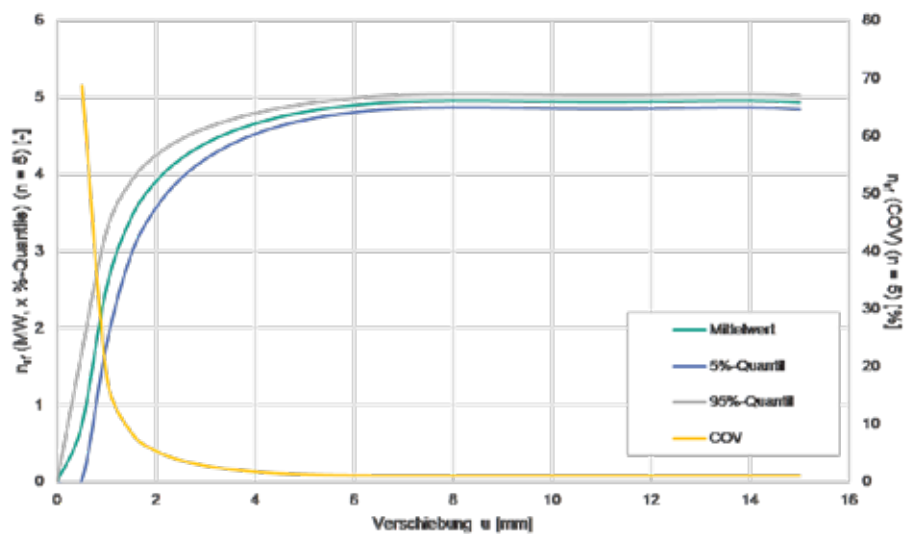


Bild 10: Wirksame Verbindungsmittelanzahl n_{ef} bei $n = 5$ Verbindern, Hingmann [10]

Ergebnisse: Durch die Simulation entstanden für jede Verbindergruppe bestehend aus 2 bis 20 Verbindern jeweils 10.000 Last-Verschiebungskurven. Für verschiedene Verformungsstufen wurde nun die wirksame Verbindungsmittelanzahl n_{ef} wie folgt bestimmt:

n_{ef} = simulierte Tragfähigkeit Verbindergruppe / Summe der Einzeltragfähigkeiten der Verbinder.

Diese Auswertung wurde auf dem Niveau von Mittelwerten, 5%-Quantilwerten und 95%-Quantilwerten durchgeführt. Bild 10 zeigt beispielhaft für eine Verbindung bestehend aus 5 Verbindern die wirksame Verbindervanzahl n_{ef} in Abhängigkeit von der Relativverschiebung der Verbindung. Auf eine Darstellung der Simulationsergebnisse mit anderen Verbindervanzahlen (zwischen 2 bis 20) wird hier verzichtet, da keine nennenswerten Abweichungen auftraten.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit, also bei Relativverschiebungen ≥ 5 mm, beträgt $n_{ef} \approx n$. Allerdings verringert sich aufgrund von Herstellungstoleranzen bei geringeren Verschiebungen n_{ef} um etwa 2/3. Da dies einen signifikanten Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit der Deckenscheibe hat, sollte die wirksame Verbindervanzahl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden, da sonst die Steifigkeit einer Verbindergruppe überschätzt wird.

In [2] wurden experimentelle Untersuchungen mit zwei Kontaktverbindern je Verbindervgruppe durchgeführt. Dabei ergab sich bei 12 mm Relativverschiebung, also im Grenzzustand der Tragfähigkeit, ein Verhältnis $n_{ef}/n = 1,95/2 = 0,98$; also $n_{ef} \approx n$. Dieser Abgleich legt nahe, dass die Simulationsergebnisse hinreichend verifiziert sind. Vor dem Hintergrund des duktilen Last-Verschiebungsverlaufs eines Verbinders erscheinen die Erkenntnisse aus der Simulation plausibel. Die Herstellungstoleranz beeinflusst Simulationsergebnisse bei geringen Relativverschiebungen (GZG) signifikant. Ebenso sind signifikante Streuungen des jeweils simulierten n_{ef} -Wertes in Bereichen geringer Verformungen auffällig, was am Variationskoeffizient (gelbe Kurve in Bild 10) erkennbar ist. Daher wären Untersuchungen zur Herstellungstoleranz solcher Verbindungen, die mit modernen Abbundanlagen hergestellt werden, wünschenswert.

Da die Stahlblech-Verbindungen (Kapitel 4) ebenfalls ein hochduktilen Last-Verschiebungsverhalten aufweisen und dabei die Streuung noch geringer ist als bei den Kontaktverbindern aus Buchenfurnierschicht-holz, ist zu erwarten, dass die simulierten Ergebnisse zur wirksamen Verbindervanzahl bei den Stahlblech-Verbindungen ebenfalls qualitativ gültig sind.

Grundvoraussetzung für das duktile Last-Verschiebungsverhalten und für die Gültigkeit der Simulationsergebnisse ist stets das Vermeiden eines Sprödbruchs, was durch ausreichend große Verbindervabstände und eine hinreichende Einbindetiefe erreicht werden kann.

6 Zusammenfassung

In den letzten sechs Jahren wurden umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen an Kontaktverbindungen für BSP unter Scheibenbeanspruchung durchgeführt. Dabei wurde gezeigt, dass innerhalb gewisser Grenzen das Last-Verschiebungsverhalten und die Versagensmechanismen durch das Material, die Geometrie und die Anordnung der Kontaktverbinder beeinflusst werden können. Im Allgemeinen liegen die Tragfähigkeit und die Steifigkeit von Kontaktverbindungen nennenswert über den entsprechenden Werten üblicher BSP-Verbindungen. Zudem ist es wünschenswert, dass moderne Kontaktverbindungen duktilen Verhalten und eine hohe Energiedissipation aufweisen. Weiter sollen die Verbindungen einfach zu bemessen und zu montieren sein.

In der Gesamtbetrachtung aller Anforderungen eignen sich die beiden vorgestellten Kontaktverbindungen am besten für zusammengesetzte BSP-Scheiben. Die vergleichsweise hohen mechanischen Eigenschaften dieser beiden Verbindungen, in Kombination mit einfachen Geometrien sowie der Nutzung von Standardmaterialien, führen zu äußerst kosteneffizienten Verbindungen, die nahezu jede Holzbaufirma ausführen kann. Ein Hersteller von Brettsperrholz verfügt bereits über eine Zulassung für einige der entwickelten Kontaktverbindungen zur Anwendung in dessen BSP [9].

Bild 11 zeigt die Verwendung dieses Verbindungssystems bei einer Deckenscheibe in der Praxis.



Bild 11: Abgebundene und verlegte Brettsperrholzelemente mit Aussparungen (links) und Einbau eines Kontaktverbinders Merkle XL-Connect® Q-100 (rechts)

Auch in Zukunft besteht in diesem Themengebiet weiterer Forschungsbedarf, insbesondere hinsichtlich der wirksamen Anzahl von Kontaktverbindern bei mehreren hintereinander angeordneten Verbindern und der Herstellungspräzision bei Abbundanlagen. Ebenso gibt es Forschungsbedarf hinsichtlich der mechanischen Auswirkungen dieser Verbinder auf das Verhalten von ganzen Bauwerken aus Brettsperrholz – Steifigkeitsverteilung, Verformungskapazität und der Tragverhaltenskontrolle.

Dank

Zu danken ist dem Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktionen des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT), an dem die Untersuchungen durchgeführt wurden. Ebenfalls zu danken ist der Firma Merkle Holz GmbH für das BSP-Material, die Herstellung der Prüfkörper und die Expertise beim Abbund. Frau Hingmann ist für die Durchführung der vielen Simulationen zur Ermittlung der wirksamen Verbinderanzahl im Rahmen ihrer Masterarbeit (KIT Holzbau und Baukonstruktionen) zu danken.

Literatur

- [1] Kögl J., Maderebner R. (2013): System connectors for cross-laminated timber panels. 19. Internationales Holzbau-Forum, Garmisch-Partenkirchen.
- [2] Schmidt T. (2018): Kontaktverbindungen für aussteifende Scheiben aus Brettsperrholz (Dissertation). Doktorarbeit, KIT Scientific Publishing.
- [3] Polastri A., Giongo I., Pacchioli S., Piazza M. (2016): Structural analysis of CLT multi-storey buildings assembled with the innovative X-RAD connections system: Case-study of a

tall building. Proceedings of the 2016 World Conference on Timber Engineering (WCTE), 22–25 August, World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria.

- [4] Enders-Comberg M., Frese M., Blass H.J. (2015): Beech LVL for trusses and reinforced glulam. Bautechnik 92, Heft 1, S. 9–17. DOI: 10.1002/bate.201400076.
- [5] Stecher G., Kögl J., Beikircher W. (2014): Mechanical behavior of dove-tail connections for Cross Laminated Timber wall elements, Proceedings of the 2014 World Conference on Timber Engineering (WCTE), 10–14 August, World Conference on Timber Engineering, Quebec City, Canada.
- [6] Schmidt T., Blass H.J. (2016): Contact joints in engineered wood products. Proceedings of the 2016 World Conference on Timber Engineering (WCTE), 22–25 August, World Conference on Timber Engineering, Vienna, Austria.
- [7] Starossek, U. (2005): Progressiver Kollaps von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau, Sonderdruck, Heft 4, S. 3–15.
- [8] Johansen, K.W.: Theory of timber connections. International Association of bridge and structural Engineering, Bern, 1949, S. 249–262.
- [9] ETA-18/1002: Merkle X-Lam mit XL-Connect. Merkle Holz GmbH vom 7.1.2019.
- [10] Hingmann H. (2017): Wirksame Verbindungsmittellanzahl von Kontaktverbindungen für Brettsperrholz. Masterarbeit (unveröffentlicht), KIT Holzbau und Baukonstruktionen, Karlsruhe.



Prof. Dr.-Ing.
Tobias Schmidt

tobias.schmidt@hs-augsburg.de

Hochschule Augsburg
Architektur und Bauwesen
Fachgebiete Holzbau, Baustatik

www.hs-augsburg.de

Bau physik

Peter Schmidt

Neue DIN EN ISO 717 für die Bewertung der Schalldämmung

Im Mai 2021 wurde eine Neufassung der Normenreihe DIN EN ISO 717 „Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen“ herausgegeben. Gegenüber der Vorgängerausgabe wurden Daten zur Verbesserung der Luftschalldämmung durch Vorsatzschalen neu aufgenommen. Außerdem wurde die Norm um ein Bewertungsverfahren für die gemessene Trittschalldämmung mit einer sogenannten schweren und weichen Trittschallquelle ergänzt. Im folgenden Beitrag werden neben den zum Verständnis erforderlichen Grundlagen die wichtigsten Änderungen der Neufassung der Normenreihe angegeben und an einem Beispiel erläutert.

Die aktuelle Normenreihe DIN EN ISO 717 „Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen“ besteht aus zwei Teilen. Teil 1 regelt die Bewertung der Luftschalldämmung (DIN EN ISO 717-1 [1]), während Teil 2 für die Bewertung der Trittschalldämmung gilt (DIN EN ISO 717-2 [2]). Die Norm regelt die Verfahren, mit denen die frequenzabhängigen schalltechnischen Kenngrößen wie Schalldämm-Maß und Norm-Trittschallpegel in eine Einzahlangabe umgerechnet werden können. Außerdem gibt DIN EN ISO 717 Regeln an, wie verschiedene Geräusche (z. B. Geräusche in einem Gebäude sowie infolge Verkehrs) mit Hilfe von Spektrum-Anpassungswerten berücksichtigt werden können. Einzahlangaben dienen einerseits zur Bewertung von frequenzabhängigen Messwerten und werden andererseits für die Festlegung von Anforderungen für die Luft- und Trittschalldämmung zwecks Vereinfachung der rechnerischen Nachweise verwendet.

Gegenüber der Vorgängerausgabe aus dem Jahr 2013 wurden in DIN EN ISO 717-1 Einzahlangaben für die Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch Vorsatzschalen, die in DIN EN ISO 10140-1 [3] geregelt sind, neu aufgenommen (s. Anhang D in DIN EN ISO 717-1). In DIN EN ISO 717-2 wurde ein Bewertungsverfahren für schweren und leichten Trittschall mit einem A-bewerteten höchsten Trittschallpegel hinzugefügt (s. Anhang D in DIN EN ISO 717-2). Außerdem wurde die Norm im Zuge der Neufassung wie üblich redaktionell überarbeitet; die Normenverweise wurden auf aktuellen Stand gebracht.

Grundlagen

Nach DIN EN ISO 717 ist unter einer Einzahlangabe der Wert für das Schalldämm-Maß bzw. den Norm-Trittschallpegel in Dezibel (dB) zu verstehen, der sich durch Verschieben einer festgelegten Bezugskurve gegenüber der aus Messungen gewonnenen frequenzabhängigen Messwerte bei einer Frequenz von 500 Hz ergibt. Die Qualität der Schalldämmung kann mithilfe der so ermittelten Einzahlangabe mit einem einzigen Wert angegeben werden, was die Handhabung für viele Anwendungen in der Praxis, z. B. beim rechnerischen Nachweis der Luft- und Trittschalldämmung, erheblich vereinfacht. Zur eindeutigen Kennzeichnung von Einzahlangaben wird der Zusatz „bewertet“ verwendet, der der Bezeichnung der schalltechnischen Kenngröße vorangestellt wird. In den Formelzeichen wird eine Einzahlangabe mit dem Index „w“ gekennzeichnet (z. B. bewertetes Schalldämm-Maß R_w bzw. bewertetes Bau-Schalldämm-Maß R'_{w} , bewerteter Norm-Trittschallpegel $L'_{n,w}$).

Grundlagen

Bewertung des Schalldämm-Maßes und des Norm-Trittschallpegels

Spektrum-Anpassungswerte

Einzahlangabe für die Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch Vorsatzschalen

Norm-Grundbauteile

Bewertung der Trittschalldämmung mit einer schweren/weichen Trittschallquelle

Beispiel

Zusammenfassung

Aus Gründen der einfacheren Handhabung werden auch in der nationalen Schallschutz-Norm DIN 4109 „Schallschutz im Hochbau“ [4] nur Einzahlangaben, d.h. bewertete Kenngrößen, für die Nachweisführung der Schalldämmung verwendet. Konkret handelt es sich dabei um das bewertete Bau-Schalldämm-Maß R'_w für den Nachweis der Luftschalldämmung (Wände, Decken, Fenster) sowie den bewerteten Norm-Trittschallpegel $L'_{n,w}$ für den Nachweis der Trittschalldämmung (bei Decken und Treppen). Für den Nachweis der Luftschalldämmung von Türen (z.B. Wohnungseingangstüren in Mehrfamilienhäusern) wird das bewertete Labor-Schalldämm-Maß R_w verwendet.

Ergänzend sei darauf hingewiesen, dass die schalltechnischen Kenngrößen nach der internationalen Normenreihe DIN EN ISO 12354 [5] beim genaueren Verfahren frequenzabhängig berechnet werden. Nur beim vereinfachten Verfahren, das die Grundlage für die

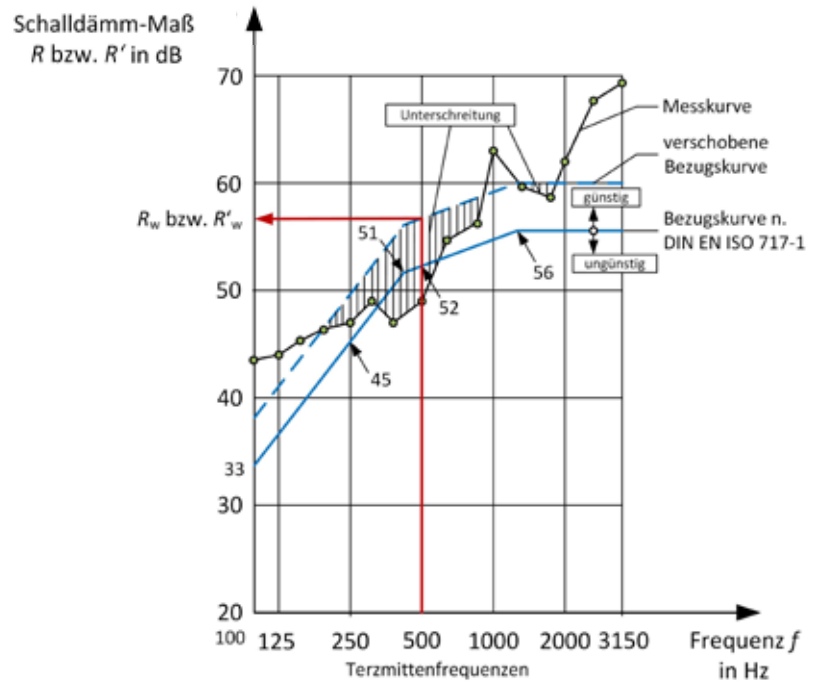


Bild 1: Beispiel für die Ermittlung des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes R'_w

Tabelle 1: Bezugswerte der Terzbänder und Oktavbänder für Luftschall und Trittschall nach DIN EN ISO 717-1 und -2

Frequenz in Hz	Bezugswerte Luftschall in dB		Bezugswerte Trittschall in dB	
	Terzbänder	Oktavbänder	Terzbänder	Oktavbänder
100	33		62	
125	36	36	62	67
160	39		62	
200	42		62	
250	45	45	62	67
315	48		62	
400	51		61	
500	52	52	60	65
630	53		59	
800	54		58	
1000	55	55	57	62
1250	56		54	
1600	56		51	
2000	56	56	48	49
2500	56		45	
3150	56		42	

Rechenverfahren der nationalen DIN 4109 bildet, wird in dieser Norm mit bewerteten Größen gearbeitet.

Auch für die nachhallzeitbezogenen Kenngrößen, d.h. die Standard-Schallpegeldifferenz und den Standard-Trittschallpegel, können Einzahlangaben, d.h. bewertete Größen, nach dem in DIN EN ISO 717 angegebenen Verfahren ermittelt werden. Diese Größen werden dann analog zur oben beschriebenen Vorgehensweise als bewertete Standard-Schallpegeldifferenz $D_{nT,w}$ bzw. bewerteter Standard-Trittschallpegel $L'_{nT,w}$ bezeichnet. Die nachhallzeitbezogenen Kenngrößen werden beispielsweise benötigt, wenn für die Nachweise der Schalldämmung die erhöhten Anforderungen nach VDI 4100 „Schallschutz im Hochbau – Wohnungen – Beurteilung und Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz“ [6] zugrunde gelegt werden, da in der VDI-Richtlinie die Anforderungen nur in Form von nachhallzeitbezogenen Kenngrößen angegeben werden. Nachfolgend wird das in DIN EN ISO 717 geregelte Verfahren zur Ermittlung von Einzahlangaben nur am Beispiel der in DIN 4109 verwendeten bauteilbezogenen Größen R_w bzw. R'_w und $L'_{n,w}$ erläutert.

Bewertung des Schalldämm-Maßes und des Norm-Trittschallpegels

Für die Umrechnung des frequenzabhängigen Schalldämm-Maßes $R(f)$ bzw. $R'(f)$ in eine Einzahlangabe, d.h. in das bewertete Schalldämm-Maß R_w bzw. R'_w wird eine in DIN EN ISO 717-1 festgelegte Bezugskurve (Tab. 1) in ganzzahligen Schrittweiten von 1 dB so in Richtung der Messkurve verschoben, dass die Summe der ungünstigen Abweichungen so groß wie möglich ist, aber einen Wert von 32,0 dB (bei Terzbändern) bzw. 10,0 dB (bei Oktavbändern) nicht überschreitet. Das bewertete Labor-Schalldämm-Maß R_w bzw. das bewertete Bau-Schalldämm-Maß R'_w entspricht dabei dem Wert der verschobenen Bezugskurve bei einer Frequenz von 500 Hz. Für das Referenzbauteil – eine Wand aus Vollziegel mit einer Dicke von $d = 25$ cm – ergibt sich für eine Frequenz von 500 Hz ein Schalldämm-Maß R_w bzw. R'_w von 52 dB (Bild 1). Eine Verschiebung der Bezugskurve nach oben ergibt eine gegenüber dem Referenzbauteil verbesserte Konstruktion, eine Verschiebung nach unten führt dagegen zu einer Verschlechterung der Luftschalldämmung. Bei der Bewertung

können ggfs. auch Spektrum-Anpassungswerte berücksichtigt werden, um charakteristische Eigenschaften bestimmter Schallspektren zu berücksichtigen. Die Spektrum-Anpassungswerte sind zur Einzahlangabe zu addieren.

Die Bewertung des frequenzabhängigen Trittschallpegels $L'_n(f)$ erfolgt analog zur oben beschriebenen Vorgehensweise beim Schalldämm-Maß, wobei allerdings die in DIN EN ISO 717-2 festgelegte Bezugskurve zu verwenden ist. Die Bezugskurve ist in Richtung der Messkurve in ganzen Dezibel-Schritten so zu verschieben, dass die Summe der Überschreitungen der Bezugskurve gegenüber der Messkurve einen Wert von 32 dB nicht überschreitet, aber diesem Wert möglichst nahekommen soll. Als bewerteter Norm-Trittschallpegel $L'_{n,w}$ ist derjenige Wert definiert, der sich bei einer Frequenz von 500 Hz an der verschobenen Bezugskurve ergibt.

Spektrum-Anpassungswerte

Bei der Ermittlung der Schalldämm-Maße als Einzahlangabe können nicht sämtliche Schallspektren berücksichtigt werden, die in der Realität vorkommen. Im Teil 1 der DIN EN ISO 717 sind daher Spektrum-Anpassungswerte C und C_{tr} definiert, die die Eigenschaften verschiedener Schallspektren berücksichtigen sollen. Es werden zwei Spektren unterschieden. Spektrum 1 (C) dient zur Erfassung von Geräuschquellen durch Unterhaltung, Radio, Musik und Schienenverkehr mit mittlerer und hoher Geschwindigkeit. Mit dem Spektrum 2 (C_{tr}) werden hauptsächlich Geräusche infolge Verkehrs (insbes. städtischer Straßenverkehr, Schienenverkehr bei niedriger Geschwindigkeit, Fluglärm) erfasst. Die Spektrum-Anpassungswerte C und C_{tr} werden nicht in die Einzahlangabe eingerechnet, sondern zusammen mit dieser separat angegeben (z.B. $R'_w(C, C_{tr}) = 54 (-1; -4)$ dB). Die Berechnung der Spektrum-Anpassungswerte C und C_{tr} ist in Kurzform in Tab. 2 angegeben. Für weitere Informationen wird auf DIN EN ISO 717-1 verwiesen.

Einzahlangabe für die Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch Vorsatzschalen

In der Neufassung der DIN EN ISO 717-1 sind Regelungen zu Einzahlangaben für die Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch akustische Vorsatzschalen neu aufgenommen worden. Die entsprechenden Angaben

hierzu befinden sich in Anhang D der Norm. Für die Bezeichnung der Schalldämm-Maße wird folgende Syntax verwendet: Das Schalldämm-Maß des Bauteils ohne Vorsatzschale wird mit $R_{without}$ bezeichnet. Für das Schalldämm-Maß des Bauteils mit Vorsatzschale wird das Formelzeichen R_{with} verwendet. Die Verbesserung des Schalldämm-Maßes durch die akustische Vorsatzschale wird mit ΔR beschrieben. R_{with} , $R_{without}$ und ΔR müssen in Form einer Tabelle als Frequenzspektren, d.h. frequenzabhängig, angegeben werden. Dabei sind die o.g. Werte wie folgt anzugeben:

- R_{with} und $R_{without}$ als Terzband-Schallpegelspektren-Werte
- ΔR als Terzband- und – falls erforderlich – auch als Oktavband-Schallpegelspektren

Die Einzahlangabe der Verbesserung des Schalldämm-Maßes ΔR_w durch die Vorsatzschale (d.h. die bewertete Verbesserung des Schalldämm-Maßes) wird aus den frequenzabhängigen Terzbandwerten ΔR ermittelt, indem die Differenz zwischen den bewerteten Schalldämm-Maßen des Norm-Grundbauteils mit und ohne Vorsatzschale berechnet wird. Norm-Grundbauteile sind in Anhang E der DIN EN ISO 717-1 definiert und werden dort für eine massive Wand, eine massive Decke und eine Leichtbauwand angegeben (s. weiter unten). Für die Ermittlung von A-bewerteten Schalldämm-Maßen der Vorsatzschale unter Berücksichtigung von Spektrum-Anpassungswerten, d.h. $\Delta(R_w + C)$ bzw. $\Delta(R_w + C_{tr})$, wird in ähnlicher Weise vorgegangen; siehe Norm. Dabei sind die entsprechenden Schallpegelspektren zu verwenden.

Im Einzelnen sind folgende Größen zu bestimmen:

1. Verbesserung des bewerteten Schalldämm-Maßes ΔR_w : Die Verbesserung des bewerteten Schalldämm-Maßes durch die Vorsatzschale als Einzahlangabe wird aus den frequenzabhängigen Schalldämm-Maßen $\Delta R(f)$ ermittelt. Das jeweils verwendete Grundbauteil wird mit einem zusätzlichen Index gekennzeichnet. Für massive Wände und Decken wird der Index „heavy“ und für Leichtbauwände der Zusatz „light“ verwendet; z.B. $\Delta R_{w,heavy}$ (bewertete Verbesserung des Schalldämm-Maßes der Vorsatzkonstruktion bei einer massiven Wand als Grundbauteil).

Tabelle 2: Schallpegel für die Spektren 1 und 2 zur Berechnung der Spektrum-Anpassungswerte (in Anlehnung an DIN EN ISO 717-1, Tab. 4)

Frequenz in Hz	Schallpegel $L_{i,j}$ in dB			
	Spektrum 1 für die Berechnung von C		Spektrum 2 für die Berechnung von C_{tr}	
	Terzbänder	Oktavbänder	Terzbänder	Oktavbänder
100	–29		–20	
125	–26	–21	–20	–14
160	–23		–18	
200	–21		–16	
250	–19	–14	–15	–10
315	–17		–14	
400	–15		–13	
500	–13	–8	–12	–7
630	–12		–11	
800	–11		–9	
1000	–10	–5	–8	–4
1250	–9		–9	
1600	–9		–10	
2000	–9	–4	–11	–6
2500	–9		–13	
3150	–9		–15	

Alle angegebenen Pegel sind A-bewertet. Der Summenpegel der spektralen Dichte ist auf 0 dB normiert.

Spektrum 1: Unterhaltung, Radio, Musik, Schienenverkehr mit mittlerer und hoher Geschwindigkeit, Betriebe, die mittel- und hochfrequenten Lärm emittieren.

Spektrum 2: Städtischer Straßenverkehr, Schienenverkehr mit geringer Geschwindigkeit, Fluglärm, Betriebe, die tief- und mittelfrequenten Lärm emittieren.

Berechnung der Spektrum-Anpassungswerte C und C_{tr} :

$$C = X_{A,1} - X_w \text{ bzw. } C_{tr} = X_{A,2} - X_w$$

Darin bedeuten:

X_w die aus $R(f)$ bzw. $R'(f)$ berechnete Einzahlangabe in dB

$X_{A,j} = -10 \log \sum 10^{(L_{i,j} - X_j)/10}$ in dB ($j = 1$ für Spektrum 1; $j = 2$ für Spektrum 2)

i Index der Terzbänder bzw. Oktavbänder

2. Direkte Differenz der bewerteten Schalldämm-Maße $\Delta R_{w,direct}$: Die Verbesserung durch die Vorsatzschale wird ermittelt, indem die Differenz der bewerteten Schalldämm-Maße des Grundbauteils mit und ohne Vorsatzschale berechnet wird.

Es gilt:

$$\Delta R_{w,direct} = R_{w,with} - R_{w,without} \quad (1)$$

Für die Bewertung sind die gemessenen Werte der Schalldämm-Maße im Terzband ΔR heranzuziehen. Um das verbesserte Schalldämm-Maß des Grundbauteils mit Vorsatzschale zu erhalten, werden die Werte ΔR mit den Bezugswerten des Schalldämm-Maßes des Norm-Grundbauteiles $R_{ref,without}$ addiert.

Es gilt:

$$R_{ref,with} = R_{ref,without} + \Delta R \quad (2)$$

Anschließend sind die bewerteten Schalldämm-Maße $\Delta R_{w,ref,with}$ und $R_{w,ref,without}$ zu ermitteln. Die Verbesserung des bewerteten Schalldämm-Maßes durch die Vorsatzschale ergibt sich dann mit folgender Gleichung:

$$\Delta R_w = \Delta R_{w,ref,with} - \Delta R_{w,ref,without} \quad (3)$$

Die A-bewerteten Verbesserungen der Schalldämm-Maße durch die Vorsatzschalen $\Delta(R_w + C)$ bzw. $\Delta(R_w + C_{tr})$ werden analog berechnet. Sofern nicht die Norm-Grundbauteile verwendet werden, sind die Einzahlangaben direkt aus den Einzahlangaben für das Grundbauteil mit und ohne Vorsatzschale zu ermitteln.

Norm-Grundbauteile

Norm-Grundbauteile sind definierte Wand- und Deckenkonstruktionen, die für die Messung der Verbesserung der Luftschalldämmung durch Vorsatzschalen verwendet werden können. Sie wurden in der aktuellen Ausgabe der DIN EN ISO 717-1 neu aufgenommen und sind dort in Anhang E angegeben. Es werden folgende Norm-Grundbauteile unterschieden:

- massive Wand (Normwand mit niedriger Grenzfrequenz)
- massive Decke n. DIN EN ISO 10140-5 [7] (Normdecke mit niedriger Grenzfrequenz)
- Leichtbauwand (Normwand mit mittlerer Grenzfrequenz)

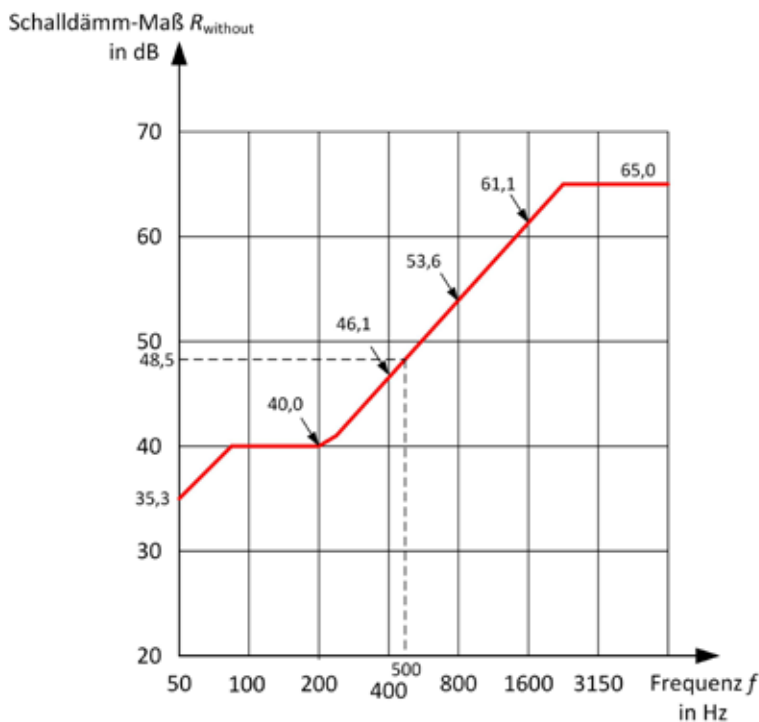


Bild 2: Bezugskurve für die massive Wand als Norm-Grundbauteil (in Anlehnung an DIN EN ISO 717-1, Bild E.1)

Tabelle 3 : Eigenschaften der Norm-Grundbauteile nach DIN EN ISO 717-1, Anhang E

Eigenschaft	Massive Wand	Massive Decke	Leichtbauwand
Baustoff	Mauerwerk, Beton, Betonblöcke	Definition s. DIN EN ISO 10140-5, C.2.1	Porenbeton-Quader mit einer Dicke von 10 cm
flächenbezogene Masse	350 ± 50 kg/m ²	k. A.	70 kg/m ²
Dichte	1600 kg/m ³	k. A.	600 ± 50 kg/m ³
Grenzfrequenz	im 125-Hz-Oktavband	k. A.	im 500-Hz-Oktavband
Sonstiges	Hohlräume sind nicht zulässig; Putzschicht auf Seite der Vorsatzschale, sofern nicht luftdicht	k. A.	10 mm Gipsputz auf der Seite der Vorsatzschale
k. A.: keine Angaben in der Norm			

Die massive Wand besteht aus Mauerwerk, Beton (homogen) oder Betonblöcken mit einer flächenbezogenen Masse von $350 \pm 50 \text{ kg/m}^2$, wobei die Dichte der Mauersteine bzw. Blöcke mindestens 1600 kg/m^3 betragen muss. Die Dicke muss so festgelegt werden, dass die Grenzfrequenz im Oktavband von 125 Hz liegt. Hohlräume in der Wand sind nicht zulässig. Auf der Seite, auf der die Vorsatzschale angebracht wird, ist eine Putzschicht anzuordnen, sofern die Wand nicht luftdicht ist. Die Bezugskurve für die massive Wand ist in Bild 2 dargestellt. Die Eigenschaften der Norm-Grundbauteile sind in Tab. 3 zusammengefasst, für die Bezugskurven der Decke und Leichtbauwand wird auf die Norm verwiesen.

Bewertung der Trittschalldämmung mit einer schweren/weichen Trittschallquelle

In der Neufassung der DIN EN ISO 717-2 wurde ein Bewertungsverfahren für schweren und weichen Trittschall hinzugefügt. Die Regelungen hierzu befinden sich in Anhang D der Norm. Das Verfahren dient zur Bewertung der Leistung der Trittschalldämmung von Decken, wenn diese durch tieffrequenten Schall beansprucht werden. Hiermit sollen Schritte von barfuß laufenden Personen oder springende Kinder simuliert werden. Das Trittschallfeld wird anstatt mit dem sonst üblichen Norm-Hammerwerk mit einem Gummiball erzeugt (sogenannte schwere/weiche Trittschallquelle), der aus einer Höhe von 1,0 m auf die zu prüfende Decke fallengelassen wird. Die Schlagkrafteigenschaften sowie die Ausführung des Gummiballs sind in DIN EN ISO 10140-5 [7] definiert. Danach muss der Gummiball aus Silikonkautschuk bestehen und eine Masse von $(2,5 \pm 0,1) \text{ kg}$ aufweisen. Der Gummiball ist als Hohlkörperball mit einem Durchmesser von 180 mm und einer Dicke von 30 mm ausgebildet (Bild 3).

Das Messverfahren ist in DIN EN ISO 10140-3, Anhang A [8] geregelt. Die Anregung der Decke mit dem Gummiball muss an mindestens vier unterschiedlichen Stellen erfolgen. Der maximale Schalldruckpegel wird im Empfangsraum an verschiedenen Mikrofon-Positionen für alle Anregungsstellen gemessen. Die einzelnen Mikrofon-Positionen sind in DIN EN ISO 10140-3 genau

festgelegt. Für die Auswertung werden zunächst die Mittelwerte der gemessenen maximalen Schalldruckpegel für die unterschiedlichen Mikrofonpositionen ermittelt. Anschließend wird der maximale raumgemittelte Trittschallpegel $L_{i,Fmax}$ aus den zuvor genannten Werten für alle Anregungspositionen berechnet. Durch Berücksichtigung der Nachhallzeit im Empfangsraum sowie des Raumvolumens ergibt sich der maximale Norm-Trittschallpegel $L_{i,Fmax,V,T}$. Die Normierung erfolgt für eine Bezugs-Nachhallzeit von 0,5s (Nachhallzeit in üblich möblierten Wohnräumen) und ein Raumvolumen von 50 m^3 .

Die neue DIN EN ISO 717-2 enthält nun ein Verfahren, mit dem die Bewertung der frequenzabhängigen Daten der zuvor genannten Trittschallpegel vorgenommen werden kann, d.h. es werden Regeln bereitgestellt, wie Einzahlangaben aus den frequenz-abhängigen Werten berechnet werden können. Konkret wird festgelegt, wie der maximale A-bewertete Trittschallpegel $L_{iA,Fmax}$ bzw. $L_{iA,Fmax,V,T}$ berechnet wird.

Es gilt folgende Gleichung:

$$X_{iA,Fmax} = 10 \cdot \log \sum 10^{(X_{iF,max,j} + A_j)/10} \quad (4)$$

Darin bedeuten:

$X_{iA,Fmax}$ $L_{iA,Fmax}$ oder $L_{iA,Fmax,V,T}$ in dB

j Index für die Terzbänder 50 Hz bis 630 Hz oder Oktavbänder 63 Hz bis 500 Hz

$X_{iA,Fmax,j}$ $L_{iA,Fmax,j}$ oder $L_{iA,Fmax,V,T,j}$ angegeben auf eine Dezimalstelle, in dB

A_j Berichtigung für die A-Bewertung in dB nach Tab. 4

Die Berechnung des maximalen A-bewerteten Trittschallpegels muss in Terzbändern erfolgen, wenn die Messungen im Prüfstand oder in situ in Gebäuden ebenfalls in Terzbändern durchgeführt wurden. Bei Messungen in Gebäuden in Oktavbändern muss die Berechnung des maximalen A-bewerteten Trittschallpegels in Oktavbändern erfolgen. Bei Gebäuden ist anzugeben, ob die Einzahlangabe aus Messwerten von Terz- oder Oktavbändern ermittelt wurde.

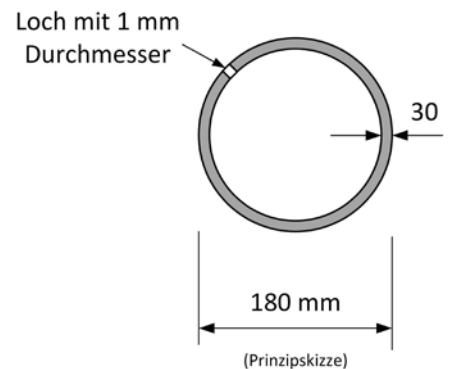


Bild 3: Gummiball als schwere/weiche Trittschallquelle nach DIN EN ISO 10140-5

Beispiel

Bei einer Decke in einem Gebäude wurden im Oktavband folgende maximale Schalldruckpegel bei Überprüfung der Trittschalldämmung mit einer schweren/weichen Schallquelle (Gummiball) im Empfangsraum gemessen:

→ 63 Hz: 64,3 dB / 125 Hz: 63,5 dB / 250 Hz: 57,5 dB / 500 Hz: 55,2 dB

Gesucht ist der maximale A-bewertete Trittschallpegel $L_{iA,Fmax}$.

Lösung:

Berichtigte Werte (Berichtigungen A nach Tab. 4):

→ 63 Hz: $64,3 + A = 64,3 - 26,2 = 38,1 \text{ dB}$

→ 125 Hz: $63,5 - 16,2 = 47,3 \text{ dB}$

→ 250 Hz: $57,5 - 8,7 = 48,8 \text{ dB}$

→ 500 Hz: $55,2 - 3,2 = 52,0 \text{ dB}$

Damit berechnet sich der A-bewertete Trittschallpegel zu:

$$\begin{aligned} L_{iA,Fmax} &= 10 \cdot \log \sum 10^{(L_{iF,max,j} + A_j)/10} \\ &= 10 \cdot \log (10^{38,1/10} + 10^{47,3/10} + 10^{48,8/10} + 10^{52,0/10}) \\ &= 10 \cdot \log (294506,8) \\ &= 54,7 \text{ dB} \end{aligned}$$

Der A-bewertete

Trittschallpegel beträgt $L_{iA,Fmax} = 54,7 \text{ dB}$.

Tabelle 4: Berichtigung A für die A-Bewertung (in Anlehnung an DIN EN 717-2, Tab. D.3)

Frequenz in Hz	Terzbänder A in dB	Oktavbänder A in dB
50	– 30,3	
63	– 26,2	– 26,2
80	– 22,4	
100	– 19,1	
125	– 16,2	– 16,2
160	– 13,2	
200	– 10,8	
250	– 8,7	– 8,7
315	– 6,6	
400	– 4,8	
500	– 3,2	– 3,2
630	– 1,9	

Zusammenfassung

Die Neufassung der DIN EN ISO 717 wurde um Daten zur Verbesserung der Luftschalldämmung durch akustische Vorsatzschalen ergänzt. Darüber hinaus wurde ein Bewertungsverfahren für die Trittschalldämmung mit einer schweren/leichten Trittschallquelle neu aufgenommen. Damit kann die Leistung einer Decke gegenüber tieffrequentem Schall genauer erfasst werden, wie er beispielsweise durch barfuß laufende Personen oder hüpfende Kinder erzeugt wird. Neben diesen neu aufgenommenen Regeln werden in diesem Beitrag auch die wesentlichen Grundlagen erläutert, wie aus den frequenzabhängigen schalltechnischen Kenngrößen (d.h. Schalldämm-Maß und Trittschallpegel) Einzahlangaben, d.h. bewertete Größen, ermittelt werden.

Literatur

- [1] DIN EN ISO 717-1 (2021-05): Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 1: Luftschalldämmung; Beuth Verlag, Berlin
- [2] DIN EN ISO 717-2 (2021-05): Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden

und von Bauteilen – Teil 2: Trittschalldämmung; Beuth Verlag, Berlin

- [3] DIN EN ISO 10140-1 (2016-12): Akustik – Messung der Schalldämmung von Bauteilen im Prüfstand – Teil 1: Anwendungsregeln für bestimmte Produkte; Beuth Verlag, Berlin
- [4] DIN 4109 (2016/18): Schallschutz im Hochbau; Teil 1 (2018-01): Mindestanforderungen; Teil 2 (2018-01): Rechnerische Nachweise der Erfüllung der Anforderungen; Teil 4 (2016-07): Bauakustische Prüfungen; Teil 5 (2020-08): Erhöhte Anforderungen; Teil 31 bis 36 (2016-07): Daten für die rechnerischen Nachweise des Schallschutzes (Bauteilkatalog); Beuth Verlag, Berlin
- [5] DIN EN ISO 12354: Bauakustik – Berechnung der akustischen Eigenschaften von Gebäuden aus den Bauteileigenschaften; Teile 1 bis 4 (2017-11), Teil 5 (2009-10), Teil 6 (2004-04); Beuth Verlag, Berlin
- [6] VDI 4100 (2012-10): Schallschutz im Hochbau – Wohnungen – Beurteilung und Vorschläge für einen erhöhten Schallschutz; Beuth Verlag, Berlin
- [7] DIN EN ISO 10140-5 (2014-09): Akustik – Messung der Schalldämmung von Bauteilen im Prüfstand – Teil 5: Anforderungen an Prüfstände und Prüfeinrichtungen; Beuth Verlag, Berlin
- [8] DIN EN ISO 10140-3 (2015-11): Akustik – Messung der Schalldämmung von Bauteilen im Prüfstand – Teil 3: Messung der Trittschalldämmung; Beuth Verlag, Berlin



Prof. Dr.-Ing. Peter Schmidt

Universität Siegen
Department Bauingenieurwesen

schmidt@bauwesen.uni-siegen.de
www.bau.uni-siegen.de

Aktuelles

KI

News

Corona

Ergebnisse der 4. Kurzumfrage zur aktuellen Situation von Ingenieurbüros

Die Zahl der Planungsbüros, die negative wirtschaftliche Folgen spüren, ist in den vergangenen 12 Monaten kontinuierlich zurückgegangen. Das ergab die aktuelle Umfrage von Bundesingenieurkammer (BIngK) und Bundesarchitektenkammer (BAK) unter 5.102 befragten selbstständigen Kammermitgliedern zu den wirtschaftlichen Folgen der Pandemie.

Dieses Ergebnis lässt durchaus hoffen, kommentierte der Präsident der Bundesingenieurkammer, Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, die Auswertung der Umfrage. Es sei jedoch wichtig, das Potenzial der Planerinnen und Planer weiterhin zu nutzen. Denn nur dann könne das Planungswesen gemeinsam mit den bauausführenden Betrieben zur Konjunktur-Lokomotive nach der Corona-Pandemie werden. Voraussetzung hierfür sei, dass die Kommunen langfristig würden, um die anstehenden Aufgaben bewältigen zu können. Denn einen Stau beim Bau oder der dringend nötigen Sanierung von Straßen, Schulen oder Sportplätzen könne man sich aus mehrfacher Sicht nicht leisten.

Nach wie vor gibt ein Drittel der Befragten an, unter den wirtschaftlichen Folgen der Corona-Pandemie zu leiden. Ebenfalls gut 30 Prozent der Büroinhaber erwarten für die kommenden drei Monate eine Verschlechterung der wirtschaftlichen Lage. Betroffen sind vor allem Büros mit gewerblichen und öffentlichen Auftraggebern. 63 Prozent der Büros können in mindestens gleichem Maße Neuaufträge abschließen wie zu Zeiten vor der Pandemie. Ein knappes Drittel kann gegenwärtig weniger Neuaufträge akquirieren als üblich. 6 Prozent können keine neuen Verträge schließen.

Während der Anteil der Büros, die sich mit Auftragsrückstellungen bzw. -absagen konfrontiert sehen, seit Beginn der Befragungen zu den Folgen der Corona-Pandemie kontinuierlich sinkt, ist seit Juni 2020 ein Anstieg der Büros festzustellen, die mit Personalausfällen auf der Baustelle oder im eigenen Büro zu kämpfen haben. Im Vergleich zum November 2020 sprunghaft angestiegen ist der Anteil der Büros, die über Lieferverzögerungen auf der Baustelle klagen. Ob die Lieferverzögerung in Verbindung mit der Corona-Pandemie stehen, lässt sich aus den Umfrageergebnissen jedoch nicht ersehen.

Die Online-Umfrage fand vom 19. bis 28. April 2021 statt und wurde gemeinsam von Bundesingenieurkammer und Bundesarchitektenkammer bei dem Marktforschungsunternehmen Hommerich & Reiß in Auftrag gegeben. In die Datenanalyse flossen insgesamt Angaben von 5.102 Befragten ein. Eingeladen waren alle selbstständig tätigen Mitglieder der Architekten- und Ingenieurkammern der Länder. Es ist die 4. Corona-Kurzbefragung, die innerhalb der vergangenen 12 Monate durchgeführt wurde.

Quelle und die ausführlichen Ergebnisse der 4. Corona-Umfrage als Download: <https://bingk.de/blog/coronakrise-ergebnisse-der-4-kurzumfrage-zur-aktuellen-situation-von-ingenieurbueros/>)

Preissteigerungen: Stoffpreisgleitung bei neuen Ausschreibungen

Information des Bayerischen Bauministeriums

Aufgrund der Ungewissheit künftiger Preisentwicklungen und des damit verbundenen hohen Kalkulationsrisikos für Bauunternehmen hat das Bayerische Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr mit Schreiben vom 11. Mai 2021 erklärt, dass für bestimmte Baustoffe die Voraussetzungen für die Anwendung von Stoffpreisgleitklauseln im Bereich der öffentlichen Auftragsvergabe vorliegen.

Bei einer Vielzahl von Baumaterialien sind in den letzten Monaten massive Preissteigerungen zu beobachten. Darüber hinaus kommt es bei einigen Produkten wegen der Materialknappheit bereits zu Lieferengpässen. Besonders deutliche Preissteigerungen ergeben sich derzeit bei Stahlerzeugnissen, Holzerzeugnissen sowie bei erdölbasierten Produkten wie Abdichtfolien, Dämmstoffen, Anstrichen und Epoxidharzen.

Das Bayerische Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr erwartet bei diesen Produkten aktuell weitere Preissteigerungen. Wegen der Ungewissheit künftiger Preisentwicklungen und des damit verbundenen hohen Kalkulationsrisikos für Bauunternehmen hat das Ministerium mit Schreiben vom 11. Mai 2021 erklärt, dass für bestimmte Baustoffe die Voraussetzungen für die Anwendung von Stoffpreisgleitklauseln im Bereich der öffentlichen Auftragsvergabe vorliegen.

Eine Liste der betroffenen Produkte finden Sie auf der Homepage der Bayerischen Ingenieurkammer Bau zum Download. Bei neuen Bauverträgen soll daher für die betroffenen Baustoffe künftig eine Stoffpreisgleitung vorgesehen werden.

Das Schreiben des Bauministeriums gilt für alle Hochbau- und Straßenbaumaßnahmen und ist **zunächst bis 31. Dezember 2021 befristet**.

Hinweis für bestehende Verträge

In der Anlage „Hinweise zur Anwendung sowie zum Umgang mit Forderungen“ zu dem oben genannten Schreiben weist das Ministerium darauf hin, dass eine Anpassung bestehender Verträge nur in besonders begründeten Ausnahmefällen in Betracht kommt. In der Regel wird es notwendig sein, dass die Voraussetzungen für einen Wegfall der Geschäftsgrundlage vorliegen. Dies ist dann der Fall, wenn der Vertragspartner durch ein Festhalten am Vertrag unbillig benachteiligt wird, weil sich seine wirtschaftlichen Verhältnisse bei Vertragserfüllung infolge ihm nicht zuzurechnender Umstände erheblich verschlechtern würden.

Diese erhebliche Verschlechterung müsste der Unternehmer durch Vorlage geeigneter Unterlagen nachweisen. In der Regel bedeutet dies, dass der Auftragnehmer bei Erfüllung des Vertrages von Insolvenz bedroht wäre. Das Ministerium stellt klar, dass es nicht ausreichend ist, wenn dem Auftragnehmer finanzielle Verluste entstehen.

Quelle und weiterführende Downloads: https://www.bayika.de/de/aktuelles/meldungen/2021-06-01_Preissteigerungen-Stoffpreisgleitung-bei-neuen-Ausschreibungen-Info-Bayerisches-Bauministerium.php

Neue Normen im Bauwesen

DIN 206	Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität	2021-06	DIN EN 16351	Holzbauwerke – Brettsper Holz – Anforderungen	2021-06
IN EN ISO 717-1	Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 1: Luftschalldämmung	2021-05	DIN 18516-3	Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 3: Naturwerkstein – Anforderungen, Bemessung	2021-05
DIN EN ISO 717-2	Akustik – Bewertung der Schalldämmung in Gebäuden und von Bauteilen – Teil 2: Trittschalldämmung	2021-05	DIN 18516-5	Außenwandbekleidungen, hinterlüftet – Teil 5: Betonwerkstein; Anforderungen, Bemessung	2021-05
DIN EN 1995-2/NA	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken	2021-06	DIN/TS 18537	Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1537:2014-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker	2021-05
DIN EN 10217-7	Geschweißte Stahlrohre für Druckbeanspruchungen – Technische Lieferbedingungen – Teil 7: Rohre aus nichtrostenden Stählen	2021-06	DIN 24041	Lochbleche – Maße	2021-06

Die komplette Liste der Änderungen in DIN-Normen ist zu finden unter <http://www.baunormenlexikon.de/#newNorms>.

Quelle: www.baunormenlexikon.de/#newNorms

Veranstaltungen

Termin	Ort	Veranstaltung	Veranstalter
20.07.2021	München und online	Erstellen von (Beton-)Strukturen mittels additiver Fertigung/3D-Druck	Ingenieurakademie Bayern, www.bayika.de
21.07.2021	München	Brandschutz im Fertigteilbau: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen für den Brandfall	Ingenieurakademie Bayern, www.bayika.de
12.08.2021	Berlin	TGA und Brandschutz/Haftungsfallen	Baukammer Berlin, www.baukammerberlin.de
17.08.2021	Berlin	Honoraranpassung	Baukammer Berlin, www.baukammerberlin.de
19.08.2021	Düsseldorf	Brandschutz von Stahltragwerken	Stahlbau Verlags- und Service GmbH dstv.deutscherstahlbau.de
19.08.2021	Berlin	Vergabe von Planungsaufträgen – Aktuelle Entwicklungen in der Rechtsprechung	Baukammer Berlin, www.baukammerberlin.de
24.08.2021	Düsseldorf	Verbundbau	Stahlbau Verlags- und Service GmbH dstv.deutscherstahlbau.de
02.09.2021	Essen	Eigenschaften, Anwendungsgebiete und Bemessung neuartiger Konstruktionsbetone	Ingenieurakademie West, www.ikbaunrw.de
03.09.2021	Münster	Grundlagen der Tragwerksbemessung im Stahlbau	Ingenieurakademie West, www.ikbaunrw.de
08.09.2021	Friedberg	Bauvertragsrecht	VSVI Hessen e.V., www.vsvi-hessen.de
08.09.2021	online	Praxisseminar – Windlasten	Ingenieurkammer Niedersachsen, www.fortbilder.de
08.09.2021	Duisburg	14. Fachtag Brückenbau	bauforumstahl e.V., dstv.deutscherstahlbau.de
08.09.2021	Hamburg	Brandschutz nach HBauO II – Erstellung von Brandschutznachweisen	Hamburgische Ingenieurkammer-Bau, www.hikb.de
09.09.2021	online	Grundlagen baulicher Brandschutz und Umsetzung auf der Baustelle	Ingenieurkammer Niedersachsen, www.fortbilder.de
09.09.2021	Essen	DIN 18008-Glas im Bauwesen – Bemessungs- und Konstruktionsregeln	Ingenieurakademie West, www.ikbaunrw.de
10.09.2021	Düsseldorf	Bauen im Bestand – Verstärkung von Baukonstruktionen	Ingenieurakademie West, www.ikbaunrw.de

Weitere Informationen unter www.ki-zeitschrift.de/termine

Neue Akzente im Holzbau

Interview mit Tragwerksplaner Dipl.-Ing. Michael Werwigk



Im Holzbau neue Akzente zu setzen, das liegt dem Tragwerksplaner Michael Werwigk von schlaich bergemann partner am Herzen. Und mit der Realisierung des Besucher- und Informationszentrums Schwarzwald am Ruhestein ist ihm das auch gelungen. Insbesondere das von ihm geplante Tragwerk des Museumsbaus beweist, wie vielfältig und leistungsfähig der moderne Holzbau ist. Denn trotz anspruchsvoller Rahmenbedingungen, wie große Spannweiten, sehr hohe Lasten, schwierige topographische Verhältnisse und komplexe geometrische Verschneidungen, konnte das Tragwerk dank kreativer und neuer Lösungen in großen Teilen mit dem Baustoff Holz verwirklicht werden.

Redaktion KI: Sie haben als Tragwerksplaner an der Realisierung des Besucher- und Informationszentrums Schwarzwald am Ruhestein mitgewirkt, welches im März 2021 eingeweiht wurde. Die raffinierte und spektakuläre Konstruktion aus Röhren erinnert an umgefallene Bäume auf einer Lichtung, die zufällig und spielerisch zu schweben scheinen. Würden Sie die Herausforderungen des Projektes an Sie und Ihre Kollegen und Kolleginnen auch als spektakulär beschreiben?

Michael Werwigk: Ich würde die Herausforderungen als besonders anspruchsvoll und nicht alltäglich beschreiben. Wir hatten viele außergewöhnliche Randbedingungen, wie zum Beispiel große Spannweiten (vergleichbar dem Brückenbau), sehr hohe Lasten, schwierige topographische Verhältnisse und komplexe geometrische Verschneidungen. In Summe bestimmte und potenzierte dies den Schwierigkeitsgrad – aber auch die Kunst, das Tragwerk nicht in den Vordergrund zu stellen. Nach Fertigstellung sollte alles wie selbstverständlich aussehen, also die Entwurfsidee der übereinander gefallenen Totholzstämmen verwirklicht sein.

Redaktion KI: Haben Sie sich für die Tragwerkskonstruktion an bestehenden Bauwerken orientieren können? Hatten Sie Erfahrungen, von denen Sie für diesen Prototyp profitieren konnten?

Michael Werwigk: Grundsätzlich planen wir bei schlaich bergemann partner besondere, oftmals außergewöhnliche Tragstrukturen, die uns natürlich bei Herangehensweisen und Lösungswegen vielfach geschult haben. Spezielle Erkenntnisse neuer Holzbauweisen hatte auch schon ein Projekt in der Schweiz geliefert, mit denen wir uns im Grenzbereich der Holz-Trag-

fähigkeiten bewegten und viele Erfahrungen sammeln konnten. Vor allem auch die Grenzen von Holz zu erkennen und dann eben auf andere Materialien auszuweichen. Man darf das nicht erzwingen, sondern sollte auch den Beanspruchungen entsprechend dann höherfeste, alternative Materialien, wie Laubholz oder auch Stahl, verwenden – wenn es die Situation erfordert.

Redaktion KI: Die Architekten Sturm & Wartzeck haben sich mit ihrem Entwurf gegen über 160 andere Mitbewerber bei dem Realisierungswettbewerb des Bauherrn durchgesetzt. Sie waren als Tragwerksplaner von schlaich bergemann partner ab der 2. Phase beteiligt und haben den Wettbewerb dann gemeinsam gegen 20 Mitbewerber für sich entschieden. Haben Sie den Entwurf weitgehend nach Ihren Vorstellungen umsetzen können oder mussten Sie viele Kompromisse machen?

Michael Werwigk: Wir haben eigentlich alle Ideen des Wettbewerbs in der Bauausführung so umsetzen können, wie wir uns das in den wenigen Tagen der Wettbewerbsbearbeitung ausgedacht haben. Das spricht einerseits für das grundsätzlich klug entwickelte Konzept, andererseits aber auch für ein sehr starkes Durchhaltevermögen

in der Planung, um alle unterwegs aufkommende Detailprobleme lösen zu können. Überraschungen oder Kompromisse waren überschaubar bzw. vorhersehbar. Nicht alle Themen konnten im Wettbewerb aber bis zum Ende durchdacht sein. Es war uns durchaus bewusst, dass wir in den Bereichen hoher Lastkonzentrationen (z.B. bei Überschneidung von Riegeln) kreativ sein mussten, auch viel neue Wege beschreiten würden und besondere Lösungen zu entwickeln waren.

Redaktion KI: Dem Bauherrn des Besucherzentrums im Schwarzwald, das Land Baden-Württemberg, lag besonders am Herzen, dass möglichst viel Holz als Baustoff verwendet werden sollte. Und das haben Sie mit 1500 m³ Holz, die Sie – auch aus heimischen Hölzern – verbaut haben, auch realisiert. Und das trotz großer Schneelasten im Winter und beachtlicher geometrischer Herausforderungen der Konstruktion. Wie ist Ihnen das gelungen?

Michael Werwigg: Von Beginn an war allen Planern klar und die durchgängige Entwurfsidee, dass der Baustoff Holz maßgebend für das Besucherzentrum sein musste. „Schwarzwald – Bäume – Nationalparkzentrum“ war niemals anders denkbar, als hier die Vielfalt und Leistungsfähigkeit des modernen Holzbaus mit lokalem Holz aufzuzeigen. So viel als möglich sollte das Tragwerk mit Nadelholz oder auch festerem Laubholz realisiert werden. Und, wenn in Ausnahmefällen notwendig, war auch die Verwendung von Stahlelementen sinnvoll. Viele Sondersituationen konnten aber auch konstruktiv mit Holz, zum Beispiel durch verdichtete Anordnung von Balkenlagen oder steife Hohlkästen, verwirklicht werden.

Redaktion KI: Holz war in diesem Projekt der Dreh- und Angelpunkt für den Erfolg. Welche Holzarten haben Sie im Tragwerk verarbeitet?

Michael Werwigg: Wir haben die ganze Bandbreite des modernen Ingenieur-Holzbaus durchleuchtet, verschiedene Holzbautechniken und Holzwerkstoffe verwendet, wie zum Beispiel Brettspertholz, Brettschichtholz, Furnierschichtholz. Oder eben auch die um das zweieinhalbfach höherfeste Baubuche verwendet, um stark beanspruchte Tragwerksteile trotzdem in Holz ausführen zu können und nicht nur



auf Nadelholz festgelegt zu sein. Gleichwohl sind die großen Massen der Decken- und Bodenelemente mit der für den Schwarzwald typischen Weißtanne gefertigt worden. Die Fassaden-verkleidenden Schindeln bestehen größtenteils aus resistenter Schwarzwald-Fichte, wenige stark bewitterte schräge Flächen des Turms aus nochmals deutlich widerstandsfähigeren Alaska-Zeder-Schindeln.

Redaktion KI: Holz ist als Baustoff wieder in Mode. Woher kommt das Ihrer Ansicht nach? Erlebt Holz zu Recht eine Renaissance?

Michael Werwigg: Ich würde es nicht als Mode, sondern als längst überfällige Notwendigkeit im Zeitalter von Klimawandel und Rohstoffverschwendung sehen. Nachhaltigkeit und ressourcenschonendes Entwerfen waren schon immer Antrieb unserer Arbeit und Leitbild für unsere Leichtbau-Konstruktionen. Und wir Bau-schaffenden sind alle gut beraten, im Bauwesen mehr auf Alternativen zu den gebräuchlichen, energieintensiven Materialien Beton und Stahl, also zum Beispiel nachwachsendes Holz, zu setzen. Das ist keine wirklich revolutionäre Erkenntnis – aber wir haben hier großen Nachholbedarf! Unsere Vorfahren haben uns (aufgrund kostspieliger Materialien) zur

Genüge aufgezeigt, wie man durch intelligenten Entwurf, Materialeinsatz und Fügetechnik wirtschaftliche Tragwerke entwickeln kann. Wichtig sind aber auch die heute zur Verfügung stehenden, deutlich leistungsfähigeren Holz-(Verbund-) Werkstoffe. Und wir sollten dabei endlich lernen, die gesamten Lebenszyklus-Kosten und den Energieverbrauch (graue Energie) mit zu bewerten – dann hat der Holzbau großes Wachstumspotential!

Redaktion KI: Sie haben nach dem Abitur eine Lehre zum Zimmermann absolviert und anschließend in Stuttgart Bauingenieurwesen studiert. Inwiefern hat Ihnen diese praktische Erfahrung bei der Planung des hybriden Holzfachwerks geholfen?

Michael Werwigg: Durch meine handwerkliche Ausbildung habe ich große Vertrautheit mit dem Werkstoff Holz. Wenn jetzt noch Erfahrung mit anspruchsvollen Tragwerken und ein breites ingenieurtechnisches Wissen hinzukommen, fühlt man sich den Herausforderungen eines solchen Projektes gewachsen. Und man weiß als in der Praxis erprobter Ingenieur, was man einer Fertigung und Baustelle zumuten kann. Dementsprechend entwickelt man realisierbare Details, denkt immer auch an Ausgleichsmöglichkeiten, Fügetechniken oder den Zusammenbau auf der Baustelle.

Redaktion KI: Mit dem Besucherzentrum im Schwarzwald haben Sie ein spektakuläres Bauwerk erschaffen. Folgen weitere Holzbauprojekte bei schlaich bergemann partner mit so hoher Komplexität?

Michael Werwigk: Der Neubau des Nationalparkzentrums hat geholfen, unsere Holzbau-Expertise weiterzuentwickeln. Folgerichtig gibt es weitere Projekte mit Holztragwerken, zum Beispiel Fußgängerbrücken, Türme, Dächer oder Gebäude. Vielleicht nicht immer so spektakulär und wahrnehmbar wie beim Besucherzentrum am Ruhestein, also mit weiten Spannweiten oder sichtbarem Tragwerk, aber durchaus sinnvoll eingesetzt auch bei Büro- oder Schul-Neubauten oder weitspannenden Dächern als Sekundärtragwerk. Es macht auf jeden Fall Spaß, im Holzbau neue Akzente zu setzen!

Redaktion KI: Welches Projekt betreuen Sie gerade bei schlaich bergemann partner, welches Sie besonders interessant finden?

Michael Werwigk: Momentan beschäftigen uns die Planungen eines großen Gebäude-Komplexes, bei dem Holz-Konstruktionen aus Leichtbau-Gründen gewählt wurden. Wir können damit auf weit spannenden Unterbauten die geforderten dreigeschossigen Hochbauten aufsetzen – wohingegen die Herstellung in typischer Betonbauweise vom Eigengewicht her nur zwei Geschosse zugelassen hätte. Und wir arbeiten an Entwürfen zu Holzgebäuden bzw. Holz-Hochhäusern, bei denen Kriterien des Leichtbaus, der Nachhaltigkeit und Bauzeit (hoher Vorfertigungsgrad) maßgebend sind.

Vielen Dank für das Interview!

Unser Filmtipp: Einblicke in den Nationalpark und den Bau des Besucherzentrums gibt es in der Reportage in der ARD-Mediathek: „Nationalpark Schwarzwald – eine Spur wilder“ (<https://www.ardmediathek.de/video/doku-und-reportage/nationalpark-schwarzwald/swr-baden-wuerttemberg/Y3JpZDovL3N3ci5kZS9hZXgvdzE0MzQ1NDM/>)



Kurzprofil des Tragwerkplaners Dipl.-Ing. Michael Werwigk

Seit 2009	Director bei schlaich bergemann partner, Stuttgart
Seit 1992	Ingenieur bei schlaich bergemann partner, Stuttgart
1985–1992	Studium Bauingenieurwesen an der Universität Stuttgart und University of Calgary
1982–1984	Zimmererlehre bei der Firma Hans Glohr GmbH, Ostfildern

IMPRESSUM

Konstruktiver Ingenieurbau

Verlag

Reguvis Fachmedien GmbH, Amsterdamer Str. 192, 50735 Köln
Geschäftsführung: Jörg Mertens

Reguvis

www.reguvis.de

Redaktion Bundesanzeiger Verlag

Dipl.-Ing. (FH) Bettina Kronier,
Telefon: 0221/9 76 68-237 | Telefax: 0221/9 76 68-236,
E-Mail: bettina.kronier@reguvis.de

Christiane Schilling,
Telefon: 0221/9 76 68-126 | Telefax: 0221/9 76 68-236,
E-Mail: christiane.schilling@reguvis.de

Fachredakteure

Stahlbau: Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn,
Telefon: 0641/309-1866, E-Mail: bertram.kuehn@bau.thm.de,
Technische Hochschule Mittelhessen, Campus Gießen,
Fachbereich Bau, Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Holzbau,
Wiesenstraße 14, 35390 Gießen

Stahlbetonbau: Prof. Dr.-Ing. Jens Minnert,
Telefon: 0641/309-1815, E-Mail: jens.minnert@bau.thm.de,
Technische Hochschule Mittelhessen, Campus Gießen,
Fachbereich Bau, Fachgebiet Stahlbeton- und Spannbetonbau,
Wiesenstraße 14, 35390 Gießen

Mauerwerk-/Glasbau: Dr.-Ing. Frank Purtak,
Telefon: 0351/433 08 50, E-Mail: fp@tragwerk-ingenieure.de,
TragWerk Ingenieure, Döking+Purtak GmbH,
Prellerstraße 9, 01309 Dresden

Grundbau: Dr.-Ing. Lutz Vogt,
Telefon: 0351/82 41 379, E-Mail: vogt@baugrund-dresden.de,
Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH, Kleiststraße 10a,
01129 Dresden

Holzbau: Prof. Dr.-Ing. Thomas Uibel,
Tel. 0241/6009 51209, E-Mail: uibel@fh-aachen.de;
Prof. Dr.-Ing. Leif A. Peterson,
Tel. 0241/6009 51149, E-Mail: peterson@fh-aachen.de;
FH Aachen, Bayernallee 9, 52066 Aachen

Sonderthemen: Prof. Dipl.-Ing. Frank Prietz,
Telefon: 030/ 41 776-0, E-Mail: frank.prietz@gse-berlin.de,
GSE Ingenieur-Gesellschaft mbH, Saar, Enseleit und Partner,
Von-der-Gablentz-Straße 19, 13403 Berlin

Manuskripte

Manuskripte sind in elektronischer Form unmittelbar an die Schriftleitung oder an die Redaktion im Verlag zu senden. Für unverlangt eingesandte Manuskripte kann keine Haftung übernommen werden. Verlag und Schriftleitung behalten sich das Recht zur redaktionellen Bearbeitung der angenommenen Manuskripte vor. Der Autor/Die Autorin versichert, alleiniger Inhaber/in der urheberrechtlichen Nutzungsrechte an dem Beitrag inklusive aller Abbildungen zu sein und keine Rechte Dritter zu verletzen.

Mit der Annahme des Manuskriptes zur Veröffentlichung überträgt der Autor/die Autorin dem Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für die Zeit bis zum Ablauf des Urheberrechts. Das Nutzungsrecht umfasst alle Verwertungs-, Verbreitungs- und Vervielfältigungsformen Print und Online insgesamt oder in Teilen sowie das Recht zu Übersetzungen, zur Einspeicherung, Verarbeitung und Verbreitung in eigenen und fremden Datenbanken, zur Speicherung und Vervielfältigung im Wege elektronischer Verfahren sowie zur Lizenzvergabe.

Urheber- und Verlagsrechte

Alle in dieser Zeitschrift veröffentlichten Beiträge sind urheberrechtlich geschützt. Jegliche Verwertung, Verbreitung oder Zugänglichmachung (Print/Online) außerhalb der engen Grenzen des

Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar.

Das Zitieren von Rezensionen ist in vollem Umfang erlaubt.

Erscheinungsweise

zweimonatlich, Mitte des Monats

Bezugspreise/Bestellungen/Kündigungen

Einzelheft 34,00 € (Inland)/36,30 € (Ausland)
inkl. MwSt. und Versandkosten

Der Jahresabonnementspreis beträgt 160,00 € (Inland)/176,50 € (Ausland) inkl. E-Journal, MwSt. und Versandkosten. Bestellungen über jede Buchhandlung oder beim Verlag. Der Bezugszeitraum beträgt jeweils 12 Monate. Kündigungen müssen schriftlich erfolgen und spätestens am 15. des Vormonats, in dem das Abonnement endet, beim Verlag eingegangen sein.

Abo-Service/Vertrieb

Ralf Heitmann,
Telefon: 0221/9 76 68-306, Telefax: 0221/9 76 68-236
E-Mail: ralf.heitmann@reguvis.de

Anzeigenleitung

Hans Stender, Anschrift wie Verlag
Telefon: 0221-9 76 68-343 | Telefax: 0221-9 76 68-288
E-Mail: hans.stender@reguvis.de

Mediadaten: www.reguvis.de/Infothek/Mediataten/

Anzeigenpreise

auf Anfrage

Satz und Layout

Anke Minge mail@ankeminge.de

Druck

Appel & Klinger Druck und Medien GmbH, Schneckenlohe
ISSN 2509-2847

www.ki-zeitschrift.de

Ein Paradies für Surfer – Der Bau der größten künstlichen Flusswelle der Welt

Im österreichischen Ebensee ist 2020 unter der Leitung der beratenden Ingenieure von „concon“ ein ganzjähriges Paradies für den Surfsport entstanden. Bei der Umsetzung des preisgekrönten Projekts „THE.RIVERWAVE“ wurde Bauingenieur Benjamin Di-Qual vor einige Herausforderungen gestellt, für deren Bewältigung er unter anderem auf die FRILO Software zurückgriff.

Das Projekt

„THE.RIVERWAVE“ ist die erste „stehende“ Flusswelle, bei der das Ausleitungsbauwerk, das einen Teil des Wassers in einen erbauten Seitenarm einspeist, lediglich durch einen hydraulischen Schild über einen Hydraulikantrieb gesteuert wird. Außerdem gilt „THE.RIVERWAVE“ als größte künstlich gebaute Flusswelle der Welt. Sie misst zehn Meter in der Breite und bis zu anderthalb Meter in der Höhe.

Um den Betrieb einer solchen, surfbaren Flusswelle zu ermöglichen, wurde zunächst eine Ausleitung aus der Oberen Traun unmittelbar oberhalb der Rampe am orographischen linken Ufer errichtet. Direkt unterhalb der Rampe wurde die Ausleitung wieder in die Traun zurückgeführt. Wesentlich für den Betrieb der stehenden Surfzelle war die Berücksichtigung einer möglichst großen Verstellbarkeit des hydraulischen Stahlwasserbaus, um auf die

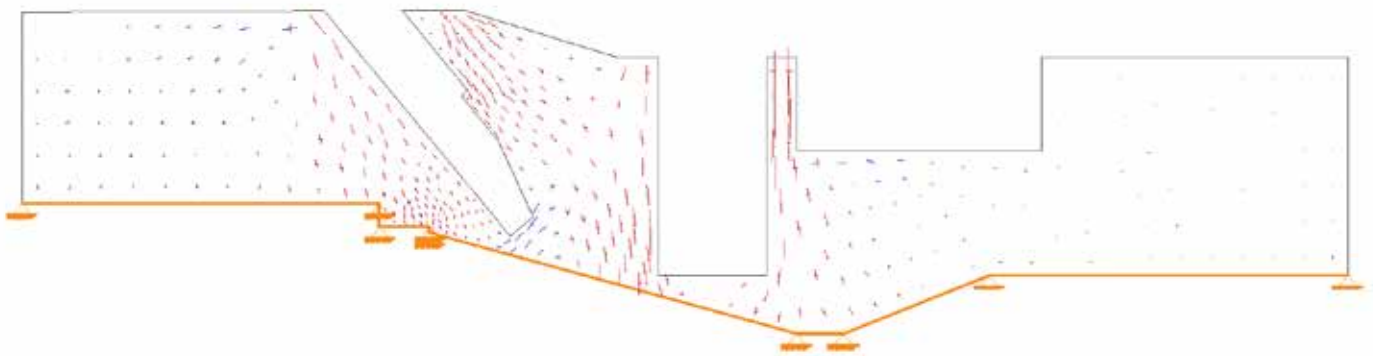
Bereits vor einigen Jahren keimte in Maximilian Neuböck die Idee auf, in den Bergen des Salzkammerguts eine künstliche Flusswelle zu erschaffen, um das ganzjährige Surfen in Österreich zu ermöglichen. Doch würde er auch eine geeignete Stelle für sein ambitioniertes Vorhaben finden? Immerhin bedarf ein solcher Eingriff in die freie Natur der Erfüllung etlicher Kriterien und behördlicher Vorgaben. Nach langer Suche wurde Neuböck, heute Bauherr und Betreiber von „THE.RIVERWAVE“, schließlich an der Oberen Traun bei Ebensee fündig. An jener Stelle befindet sich im Hauptgewässer der Traun eine Blocksteinrampe. Dort beträgt der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser bei Mittelwasser etwa einen Meter. Dieser Höhen-sprung im Gewässer und der ganzjährig hohe Durchfluss der Traun bieten günstige Bedingungen für den Bau einer stehenden Welle.



Ein Übersichtsplan über das Bau Feld (© concon – construction consulting)



Die „stehende“ Flusswelle in Ebensee aus der Vogelperspektive (© Nico Walz)



Darstellung des Spannungsverlaufs im FRILO-Scheibenprogramm SCN (© concon – construction consulting)



Die Stahlwasserbauklappe wird mit einem Kran eingehoben. (© concon – construction consulting)

stark schwankenden Wasserstände zu reagieren. Um die vorhandenen Pegelschwankungen von bis zu 1,20 Metern im Betrieb darstellen zu können, erfolgte die Dimensionierung der Wellenanlage mit großen Freiheitsgraden. Dafür wurde eine Stahlwasserbauklappe in den Kanal eingehoben. Der obere und der untere Klappenteil laufen seitlich in Führungen, wo Hydraulikzylinder die massive Konstruktion in Schwung bringen. Aus planerischer Sicht ergab sich daraus eine komplexe Bewehrungsführung. Einerseits galt es, die Seitenwände des Kanals so dick zu bauen, dass sie jene großen Lagerkräfte, die die auskragenden Wandteile bei der Bewegung der Klappe angreifen, halten können. Andererseits galt es, die Wand möglichst dünn zu bauen, um mit der Konstruktion nicht zu weit vom Fluss abzurutschen. Um die Lagerkräfte schließlich wirtschaftlich aufzunehmen,

wurden die Kanalwände aufgrund der komplexen Geometrie und der schrägen Aussparungen für die Hydraulikzylinder als Scheiben bemessen. Dafür griff „concon“ auf das FRILO-Scheibenprogramm SCN zurück. Auf Basis der dargestellten Spannungsverläufe gelang es, die Lastverteilung in den Seitenwänden sehr gut nachzuvollziehen und die Bewehrung in den Wänden zu optimieren.

Darüber hinaus wurde der Kanal in verschiedenen Bauzuständen nichtlinear bemessen. Um die regelmäßige Wartung der Anlage zu gewährleisten, muss der Kanal innen trockengelegt werden. Als Folge der Trockenlegung entsteht eine „Badewanne“, durch die wiederum die Bodenplatte des Kanals von Auftriebskräften beeinflusst wird. Um die verschiedenen Belastungen des Wasserauftriebs darzustellen, wurde mit Hilfe der FRILO Software eine nichtlineare Bemessung der Kanalsole unter Zugfederausfall durchgeführt. Als Resultat wurden acht Zuganker als Auftriebssicherungen verbaut, um den Auftrieb vertikal in den Baugrund rückzusichern. „In dem speziellen Anwendungsfall von ‚THE.RIVERWAVE‘ haben wir FRILO als Werkzeug besonders kreativ nach unseren Vorstellungen und Bedürfnissen eingesetzt. Aufgrund der außergewöhnlichen Geometrien und der unüblichen Lastfälle waren bei der Bemessungsunterstützung insbesondere die grafischen Ausgaben der Software hilfreich für uns“, stellt Benjamin Di-Qual fest. Die Integration der Einbauteile und Aussparungen des Stahlwasserbaus erfolgte in mehreren Iterationen, um verschiedene Zwangspunkte in der Bauphase und im Betrieb auszuschließen. Zu den Zwangspunkten zählten unter anderem die Fundamente der beiden angrenzenden Hochspannungsmasten sowie die oberhalb der Böschung verlaufende Gemeindeverbindungsstraße.

Die Herausforderungen

Die zentrale Herausforderung des Projekts bestand darin, die zahlreichen Vorgaben aus den Genehmigungsverfahren im Hinblick auf Sicherheitsstandards, Hochwasserschutz, Grundwasser, Umwelt und Fischdurchgängigkeit planerisch nachzuweisen. Für die Umsetzung des Projekts wurden darum verschiedene Bauzustände wie die Wasserhaltung, die Auftriebssicherheit, die Hochwassersicherheit und das Umlegen einer mitten durch den Spundwandkasten verlaufenden Abwasserdruckleitung berücksichtigt. Um den sicheren Betrieb der Anlage für die Surfer zu gewährleisten, wurden in einer ausführlichen Testphase neben den Feineinstellungen der Wellenanlage auch die Funktionen des Ein- und Auslaufs, der Wasserstände und des Sedimenttransports überprüft und, wenn nötig, optimiert. Zudem wurde das Strömungsbild nach der Welle intensiv in allen Betriebszuständen simuliert und justiert. Um der Fischdurchgängigkeit Rechnung zu tragen, errichtete das Planungsteam einen Fischaufstieg in einer Stahl-Holzbauweise, mit der der Eingriff in das Gewässer nicht nur ausgeglichen, sondern die ökologische Bestandssituation sogar verbessert wurde. Mit der Bewältigung dieser Herausforderungen erschuf das ebenso internationale wie interdisziplinäre Planungsteam eine künstliche Surfwelle als Meilenstein für den Surfsport, der mit seiner Aufnahme in das olympische Programm zukünftig auch in Binnenländern an Relevanz gewinnen wird.

FRILO Software GmbH

www.friilo.eu

Modulares Bauen mit Redbloc-Ziegelfertigteilen – von der Planung bis zur Montage

In Deutschland fehlt es dauerhaft an Wohnraum. Trotz des Anstiegs der Baufertigstellungen in Folge schätzt der Zentrale Immobilien Ausschuss (ZIA) in seinem Frühjahrsgutachten 2021 einen Bauüberhang von 790.000 Wohnungen für 2020. Dies bedeutet, beinahe 800.000 Wohnungen warten auf Fertigstellung – der höchste Wert seit 1998. Der Ruf nach neuen Konzepten und Impulsen ist verständlicherweise allorts laut. Ein Ausgleich der klaffenden Nachfragerücke liegt jedoch aus vielerlei Gründen in weiter Ferne. Das Zinsniveau ist weiterhin niedrig und macht Wohnimmobilien für Anleger interessant, Bauland bleibt knapp. Doch die Hürden für Bauunternehmen liegen in erster Linie bei einer Kapazitätsauslastung auf Anschlag, einem gleichzeitigen Fachkräftemangel und immer komplexeren Vorschriften. Eine wirkungsvolle Möglichkeit, diesen Herausforderungen zu begegnen, bieten seriell produzierte Ziegelfertigteile. Deren Verwendung in vorgefertigten Bauelementen erlaubt bei einem geringeren Einsatz von geschultem Personal verkürzte Bauzeiten. Mit Redbloc-Ziegelfertigteilen sind massive Ziegelrohbauten in nur wenigen Tagen errichtet. Bauherren nutzen dabei alle Vorteile, die ein herkömmlich errichtetes Ziegel-massivhaus auszeichnen, und profitieren dabei zusätzlich von der Effizienz einer modularen Bauweise.

Modulbauweise und Ziegelfertigteile – Begriffsklärung

Unter modularem Bauen oder der Modulbauweise versteht man im Allgemeinen ein Bauverfahren, bei dem einzelne Bauteile (Module) unter fabrikähnlichen Bedingungen vorgefertigt und erst auf der Baustelle zu einer Einheit montiert werden. Eine einheitliche Definition der Begriffe „modulares Bauen“ oder „Modulbauweise“ liegt jedoch nicht vor, sodass hier vielfach eine unterschiedliche Begriffsverwendung besteht. Oft wird mit der modularen Bauweise nur eine Container- oder Raumzellenbauweise verbunden.



Ziegelfertigteile sind keine neue Erfindung, bereits in den 1920er Jahren gab es erste Ansätze. Seitdem wurde die Vorfertigung von Wandelementen aus Ziegeln regelmäßig neu entdeckt und weiterentwickelt. Doch erst durch das Redbloc-Verfahren wurde eine vollautomatisierte Herstellung von Ziegелеlementen erreicht, die die Produktion von individuellen, massiven Ziegelrohbauten in konstant hoher Qualität und mit zugleich kurzen Lieferzeiten möglich macht. Verantwortlich dafür ist das patentierte Trockenklebverfahren, das deutschlandweit in dieser Art einmalig ist.

Redbloc-Systemwände sind Mauertafeln nach DIN 1053-4 in Verbindung mit Eurocode 6. Sie werden im Werk der Redbloc GmbH in Plattling (Niederbayern) produziert, weitere Produktionsstandorte sind in Planung.

Hohe Qualität bei individueller Anfertigung

In einem innovativen Produktionsverfahren werden Poroton-Planziegel von Schlagmann Poroton in allen Mauerstärken – von 11,5 bis 49 cm – nach Plan zu maßgenauen, hochwertigen Außen- und Innenwänden verarbeitet. Auch Wände aus dämmstoff-

gefüllten Ziegeln sind problemlos möglich. Kompromisse bei Wärme- und Schallschutz müssen keine eingegangen werden, eine nachträgliche Dämmung des erstellten Gebäudes kann komplett entfallen. Dies verkürzt die Bauzeit zusätzlich. Generell können Wohngebäude vom klassischen Einfamilienhaus bis zum mehrgeschossigen Mehrfamilienhaus (Gebäudehöhe ≤ 20 m), Gewerbebauten ebenso wie Lager- und Produktionshallen mit Redbloc-Ziegelfertigteilen errichtet werden. Auch für Umbau, Anbau, Dachgeschoss-Ausbau oder -Aufstockung sind sie hervorragend geeignet. Alle Zuschnitte wie Dachschrägen, Fenster- und Türanschlüsse (inklusive Sturz) werden exakt und maßgenau bereits werkseitig vorgenommen, was zusätzlichen den Aufwand auf der Baustelle minimiert. Nicht zuletzt deshalb fällt beim Bauen mit Redbloc-Wänden deutlich weniger Bauschutt an. Die exakt geklebten Wände werden sauber auf die Baustelle geliefert und weisen geringe bis keine Unebenheiten auf. Damit minimieren sich die Vorarbeitszeiten beim Putzauftrag. Weil Redbloc-Elemente trocken gefertigt auf die Baustelle kommen, fallen Austrocknungszeiten vor der Weiterverarbeitung ebenfalls weg.

Ziegelraster bei der Planungsphase berücksichtigen

Für einen zügigen und wirtschaftlichen Ablauf einer Baustelle mit schnellen Versetzzeiten ist es förderlich, bereits bei der Planung darauf zu achten, möglichst „fertigteilfreundlich“ zu planen. Das bedeutet, dass neben einer Vorlaufzeit von drei bis sechs Wochen und dem Vorliegen einer abgeschlossenen Werkplanung in den gängigen Dateiformaten, wie PDF-, DXF- oder DWG-Dateien, vor allem die Berücksichtigung von möglichst großen Wandabschnitten wesentlich ist. Dabei sind Wandabmessungen mit Längen von 24 cm bis maximal 6 m möglich, in der Höhe bis maximal 3,50 m. Um werkseitig zusätzliche Schnitarbeiten zu vermeiden, sollte ferner die lichte Geschoßhöhe im Ziegelraster von 25 cm geplant sein.



Bild 1: Aufbringen des Klebers. Quelle: Schlagmann Poroton, Redbloc

Maßgenaue Wände durch vollautomatisierte Produktion

Die vollautomatisierte Fertigung garantiert bei allen Wänden eine konstant hohe Qualität. Bis hin zum Kleberauftrag wird alles elektronisch überwacht. Regelmäßige Kontrollen durch Fremdüberwachung sind eine weitere Qualitätssicherung. Redbloc-Ziegelfertigwände werden ausschließlich mit Ziegeln produziert, deren Zulassung durch das CE-Zeichen dokumentiert ist. Im Werk erfolgt zunächst die Aufbereitung der technischen Daten. Jedes Bauvorhaben wird auf Grundlage der vorhandenen Pläne in einzelne Elemente unterteilt. Auf diese Weise erfolgt eine exakte Berechnung der benötigten Flächen und Elemente. In einem zweiten Schritt wird die individuelle Produktion der Wandelemente des Ziegelfertigteilhauses vorbereitet.

Die auf Basis der produktionsfertigen Daten berechnete Ziegelmenge wird mit Robotern

der vollautomatischen Fertigungsstraße zugeführt. Danach werden die Ziegel auf das erforderliche Wandmaß angepasst, vorgegruppert und im nächsten Schritt verdichtet. Anschließend folgt der Auftrag des patentierten Trockenklebers auf die Ziegel.

Nach nur kurzer Aushärungszeit können die fertigen Ziegelmauern weiterverarbeitet werden, indem sie mit Hilfe einer patentierten Seilsäge in Form geschnitten werden – in exakt der Reihenfolge, in der sie später auf der Baustelle versetzt werden. Um die Abläufe auf der Baustelle darüber hinaus zu optimieren, werden die Ziegelfertigteilwände bereits komplett mit Überlegern, Rollladen- und Jalousiekästen erstellt. Mitgefertigte Dachschrägen, Auslässe für Fenster und Türen sowie jede erdenkliche Wandform reduzieren bauseits den Zeitaufwand weiter. Die Besonderheit des Produktionsverfahrens ermöglicht die Verarbeitung aller marktüblichen Poroton-Planziegel in beliebiger Wandstärke, die dem Mauerwerk hervorragende Werte im Bereich Schallschutz und Wärmedämmung bescheren.

Die individuell gefertigten, trockenen Wandelemente werden auf Innenlader-Paletten von speziellen Transportfahrzeugen „just in time“ auf die Baustelle geliefert.

Schnelle, einfache und saubere Montage

Redbloc-Systemwände gewährleisten eine schnelle, saubere und sichere Montage bei gleichzeitig hoher Ausführungsqualität. Die werksseitig erstellten Wandelemente werden unabhängig vom Wetter termingerecht vor Ort aufgestellt. Mit einem geringen

Personalaufwand – in der Regel ein Facharbeiter und zwei Hilfskräfte – kann so gewöhnlich ein Stockwerk pro Tag errichtet werden. Sich wiederholende Abläufe im Team minimieren die Aufbauzeit zudem. Bei ersten Einsätzen von Redbloc auf der Baustelle stehen Anwendungstechniker den Bau-Teams assistierend zur Seite und garantieren einen schnellen und sicheren Aufbau.

Das A und O für ein zügiges Vorgehen und die richtige Positionierung der Fertigteil-elemente sind Montageplan und -anleitung. Auf letzterer finden sich alle wichtigen Regeln, Hinweise und Tipps zu einem reibungslosen und sicheren Ablauf auf der Baustelle. Zu Beginn werden Wandfluchten und der Grundriss mit einer Schlagschnur auf der Fundamentplatte oder der Decke markiert; Wandlängen, Versetzfugen und Wandnummern werden ebenfalls dementsprechend angezeigt. Im nächsten Schritt wird die Grundfläche exakt geebnet, um ein perfektes Endergebnis zu garantieren. Mit einem Nivelliergerät wird gemessen, an welchen Stellen noch Unterlegplättchen benötigt werden, um Unebenheiten auszugleichen.

Die erforderlichen Unterlagsplättchen werden dann 10 cm vor Anfang und Ende eines Elementes an der Außen- und Innenkante platziert. Anschließend werden die Fertigteil-elemente mit dem Kran vollflächig in das vorbereitete Mörtelbett gesetzt. Hierbei ist darauf zu achten, dass beim Abheben der Wand immer eine Ausgleichstraverse verwendet wird.

Die exakt lotgerechte Ausrichtung der Elemente wird mit Schrägstützen, die an der Wand verschraubt und verankert werden, vorgenommen. Zuerst fixiert man diese mit Sechskantschrauben oben an der Wand, anschließend erfolgt die Verankerung auf der Fundamentplatte bzw. Betondecke mittels spezieller Schlagdübel. Einbauten in der Rohdecke müssen beim Bohren der Löcher für die Stützmontage berücksichtigt werden. Nach diesem Schritt kann die Transportsicherung (Bolzen und Hebestange) aus dem Element entfernt werden.

Kanten und Stoßfugen werden nach dem Versetzen der Elemente mit dem Redbloc-Elemente-Montagekleber geschlossen, um diese vor Witterungseinflüssen zu schützen. Dazu wird jeweils eine Raupe an der Innen- bzw. Außenseite der Montagefuge aufgetragen.



Bild 2: Wandelement wird vollflächig in das Mörtelbett gesetzt. Quelle: Schlagmann Poroton, Kellerfotografie



Bild 3: Anbringen der Montagestützen zur Lagesicherung. Quelle: Schlagmann Poroton, Kellerfotografie

Anhand der zugehörigen Schnitte oder Pläne des Dachstuhls werden die Giebel bereits maßgerecht so vorbereitet auf die Baustelle geliefert, dass nur mehr der Ringanker oder die Zugsäulen betoniert werden müssen. Die Auflager sowie andere Wandöffnungen für beispielsweise Treppen werden ebenfalls werksseitig vorge schnitten und angeliefert, um den Aufwand auf der Baustelle soweit wie möglich zu minimieren. Auch Rollladenkästen können bereits in den Wandelementen integriert werden; der zusätzliche Montageaufwand fällt damit weg.

Emissionsarmes Bauen

Der Einsatz von Redbloc-Systemwänden empfiehlt sich in vielerlei baulichen Situationen. Gerade Baustellen inmitten dichter Besiedlung oder neben sensibler Gebäudenutzung, wie Schulen oder Krankenhäuser, eignen sich dafür in hohem Maße. Die kurzen Bauzeiten verringern den Baulärm enorm und bereits vorgefertigte Wandelemente lassen auf den Baustellen viel weniger Staub entstehen. Auch sprechen knapp kalkulierte Bauzeiten oder die erwähnte Ausweitung der Auslastung bauhandwerklicher Betriebe für die Verwendung von Redbloc-Systemwänden.

Ausführungsbeispiel 1: Staatliche Wohnanlage Straubing

Im Rahmen des Wohnungspaktes Bayern, der schnell bezahlbaren Wohnraum ermöglichen sollte, wurde 2016 eine Wohnanlage in Straubing errichtet, bei der durch den hohen Vorfertigungsgrad Bauzeiten wie -kosten niedrig gehalten werden konnten. Die staatliche Wohnanlage ist ein Beispiel das zeigt, wie Qualität, Nachhaltigkeit, Kosten und Schnelligkeit im Einklang zu einem gelungenen Wohnungsbauprojekt führen können. In nur sieben Monaten Bauzeit und mit nur rund 2,1 Millionen Euro Baukosten errichtete das Staatliche Bauamt Passau 20 Wohneinheiten, aufgeteilt auf drei zweigeschossige Gebäude. Sie wurden aus vorgefertigten Redbloc-Ziegelementen mit hochwärmedämmenden Ziegeln von Schlagmann Poroton erstellt.

Ausführungsbeispiel 2: Zwei Supermärkte

In Essenbach, Landkreis Landshut, wurden 2019 für Lidl und Rewe jeweils ein großer Verbrauchermarkt gebaut, errichtet vom selben Bauherren. Beide waren zeitgleich fertigzustellen. Redbloc-Ziegelfertigteile erwiesen sich hier als ideale Lösung, um die knappen Fristen einhalten zu können. Die vorgefertigten



Bild 4: Verschließen der Elementfugen mit Redbloc-Montagekleber.
Quelle: Schlagmann Poroton



Bild 5: Bereits werksseitig können Rollladenkästen eingebaut werden.
Quelle: Schlagmann Poroton



Bild 6: Redbloc-Baustelle in Essenbach bei Landshut. Quelle: Schlagmann Poroton, Janke Immobilien

Maß-Bauteile sparten in der Phase des Rohbaus sehr viel Zeit ein und garantierten zudem einen verlässlich hohen baulichen Standard. Die Ziegel-Fertigbauelemente wurden sowohl für die Gebäudehüllen als auch für Innenwände verwendet. Beide Supermärkte entsprechen den aktuellen Baubeschreibungen von Lidl und Rewe.

Fazit

Redbloc-Ziegelfertigteile verbinden hochwertigen Ziegel-Massivbau mit den Vorteilen einer effizienten industriellen Fertigung. Gerade deshalb verspricht das System für die Wohnungswirtschaft in Deutschland ein enormes Wertschöpfungspotenzial und eine Entschärfung der angespannten Lage. Durch die automatisierte Vorfertigung und die nachfolgend verkürzte Bauzeit können in kurzer Zeit individuelle monolithische Ziegelgebäude in hoher Qualität errichtet werden.

Weitere Informationen unter www.schlagmann.de.

Informationen zu Redbloc und Schlagmann Poroton:

Schlagmann Poroton, Bayerns größter Hersteller von Ziegelwandbaustoffen, betreibt in Süddeutschland sechs Ziegelwerke, ein Fertigteilwerk und ein Forschungszentrum. Momentan sind insgesamt 417 Mitarbeiter, davon 20 Auszubildende, beschäftigt. Jährlich werden 36 Millionen Ziegel produziert, daraus entstehen über 10.000 Wohneinheiten. Daneben betreibt Schlagmann 2 Solar-Parks und engagiert sich für das Gemeinwohl mit einer eigenen Stiftung (Schlagmann-Edmüller-Stiftung).

Die Redbloc GmbH ist eine Beteiligung der Schlagmann Poroton GmbH & Co. KG und vertreibt exklusiv Redbloc-Ziegelfertigteile. Die tägliche Produktionsmenge im Fertigteilwerk Plattling (Landkreis Deggendorf) liegt bei rund 700 m².



4. Fachtagung zum Konstruktiven Ingenieurbau

Herausforderungen in der Tragwerksplanung

04. November 2021 | Online

Als Bauingenieur wollen Sie Ihr Fachwissen auf dem aktuellen Stand halten und sich darüber hinaus mit erfahrenen Referenten über die aktuellen Entwicklungen in Ihrem Fachgebiet austauschen?

Die 4. Fachtagung zum Konstruktiven Ingenieurbau mit Vorträgen namhafter Experten bietet Ihnen ein vielseitiges Programm. Moderiert von Herrn Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn haben Sie die Möglichkeit, Fragen zu stellen und mit den Experten zu diskutieren.

Sichern Sie sich jetzt schon Ihren Teilnehmerplatz und nutzen Sie den Frühbucherpreis!

VORTEILE

- **Hochkarätige Referenten** – Bringen Sie Ihr Fachwissen auf den aktuellsten Stand!
- **vielseitiges Programm** – hohe Bandbreite an Themen
- **einfacher Zugang** – bequem von Zuhause mit unkomplizierter Technik teilnehmen

**FRÜHBUCHER- UND
ABONNENTENRABATT
NUTZEN!**

www.ki-tag.de

FERTIGWÄNDE MIT BESTEN ZIEGELN

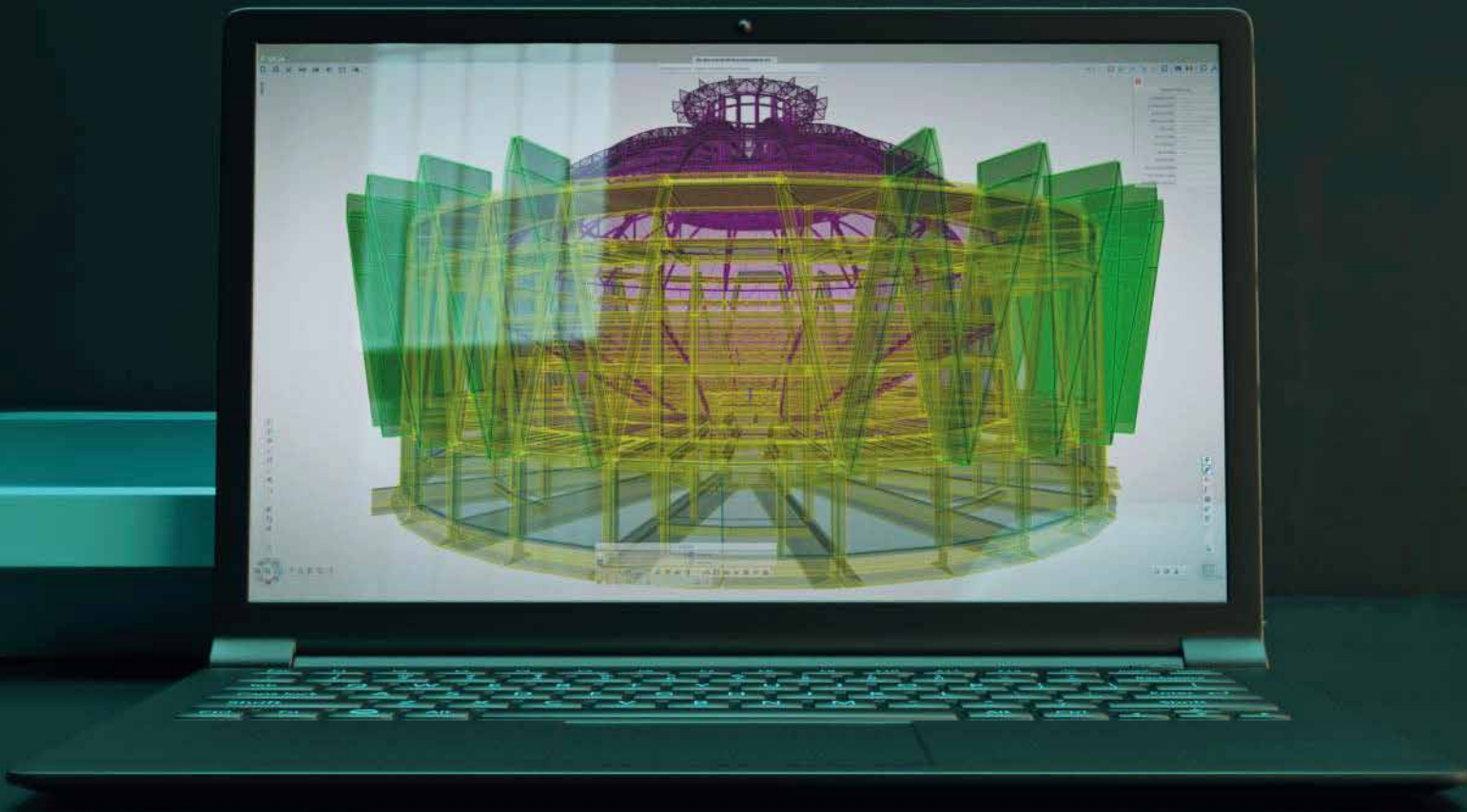
Ziegelhäuser werden gemauert, Stein auf Stein, immer.
Aber nicht immer auf der Baustelle.

Redbloc sind große Fertigbauteile aus besten Ziegeln.
Exakt vorgefertigt, just-in-time geliefert. Damit kann auch ein Rohbau aus Ziegel in kurzer Zeit erstellt werden.

- ✓ Außen- und Innenwände
- ✓ gefüllte oder ungefüllte Planziegel in beliebiger Wandstärke
- ✓ individuelle Zuschnitte

Mehr Informationen unter: www.schlagmann.de/redbloc





Steigern Sie Ihre Produktivität und sparen Sie

1 STUNDE

PRO TAG

Die revolutionäre neue Oberfläche von SCIA Engineer haben wir perfekt auf den Statiker abgestimmt: Weniger Mausklicks bei fast jeder Aufgabe. Mit einer intelligenten Suchfunktion im Zentrum der Benutzeroberfläche finden Sie sofort genau die Werkzeuge und Funktionen, die Sie benötigen. Das bedeutet: mehr Zeit für das eigentliche Planen oder für andere Dinge, die Ihnen Spaß machen. Unkompliziert und schneller arbeiten. Ganz einfach mit SCIA Engineer 21!

Jetzt kostenlos testen: 21.scia.net

SCIA | 21.0
ENGINEER
SUPER LEISTUNGSFÄHIG.
SUPER EINFACH.