



Ingenieurholzbau
Karlsruher Tage
Forschung für die Praxis
2009

Tagungsband



Universität Karlsruhe (TH)
Forschungsuniversität · gegründet 1825

Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen

in Zusammenarbeit mit



BRUDERVERLAG

Alle Rechte sind vorbehalten, auch die des auszugsweisen Nachdrucks oder der Vervielfältigung, Übersetzung, Mikroverfilmung, der Speicherung in elektronischen Systemen sowie der Verbreitung im Internet.

Für den Inhalt der Vorträge sind ausschließlich die Verfasser verantwortlich.

Veranstalter:

Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
in Zusammenarbeit mit
Bruderverlag Albert Bruder GmbH & Co. KG

Herausgeber:

Bruderverlag, Albert Bruder GmbH & Co. KG
Stolberger Straße 84
50933 Köln
Telefon: ++49(0)221/5497-0, Fax: ++49(0)221/5497-326
E-Mail: red.bauenmitholz@bruderverlag.de
Bestell-Nr. 5294
Layout und Produktion: Werner Lieber
Druck: Kliemo

Vorwort

Aus der Forschung für die Praxis – Komparative

Es freut die Veranstalter, nun zu den **zehnten „Karlsruher Tagen“** einzuladen, wieder zu neuem Bekannten. Das neue Bekannte steht immer im Vergleich zum alten Bekannten.

Forschung beginnt mit dem, was es gibt, dem Bekannten, mit dem Ziel, daraus bisher Unbekanntes kennenzulernen und nutzbar machen zu können. Die Wissenserweiterung durch Forschung findet vielfach, aber natürlich nicht immer, ihren alltäglichen Niederschlag in Produkten und Leistungen, die marktfähig sind. Viele, bei den Karlsruher Tagen vorgestellte Erkenntnisse haben den Übergang von dem vor der Forschung Unbekannten zum heute alltäglich Bekannten geschafft, manche auch nicht, vielleicht werden sie aber noch marktfähig. Die Inkubationszeit beträgt im Holzbau geschätzt im Mittel immer noch zehn Jahre, so dass man erst später resümieren können. Der Transfer neu hinzugewonnenen Wissens in die Alltäglichkeit ist wesentlich davon abhängig, dass der Wissenszugewinn von Marktteilnehmern in Angebote umgesetzt wird.

Angebote leben von dem Vergleich, den Komparativen, billiger, schöner, besser, leichter etc.

Auch in diesem Jahr erwarten die Teilnehmer Komparative: dauerhafter, tragfähiger, berechenbarer, weiter, handlicher, die darauf warten, beim Kunden anzukommen. Damit viel aus der Forschung in der Praxis ankommt, freuen sich auf Ihr Kommen

Hans Joachim Blaß Klaus Fritzen

Tagungsprogramm

Donnerstag, 8. Oktober 2009

- 12:15–13:00 Ankunft der Teilnehmer, Aushändigen der Unterlagen, Begrüßungskaffee
- 13:00–13:15 Eröffnung und Begrüßung
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Joachim Blaß, Universität Karlsruhe
- 13:15–14:00 „Personeninduzierte Schwingungen bei Holzdecken – Neue Erkenntnisse führen zu neuen Bewertungsverfahren“
Prof. Dr.-Ing. Patricia Hamm, TU München, und Ingenieurbüro für Baudynamik und Holzbau, Marktoberdorf, und Dipl.-Ing. Antje Richter, TU München
- 14:00–14:45 „Hochleistungs-Brandschutzbeschichtungen für den mehrgeschossigen Holzbau – Mechanisch fest und unempfindlich gegen Feuchte“
Dipl.-Ing. Dirk Kruse, Fraunhofer Institut für Holzforschung – Wilhelm-Klauditz-Institut, Braunschweig
- 14:45–15:15 Kaffeepause
- 15:15–16:00 „Holz-Beton-Verbund-Bauweise bei Schwerlastbrücken – Zum Tragverhalten und dem gebauten Pilotprojekt“
Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch, Bauhaus-Universität Weimar, Institut für konstruktiven Ingenieurbau (Ikl)
- 16:00–16:45 „Korrosionsverhalten der Baumaterialien in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz“
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulf Nürnberger, Universität Stuttgart
- ab 20:00 Gemütliches Beisammensein im Hoepfner Burghof mit Buffet

Freitag, 9. Oktober 2009

- 09:00–09:45 „Modellbildungen für faltwerkartige Konstruktionen mit Brettsperrholz – Ausgeführte Beispiele“
Dipl.-Ing. Johann Riebenbauer, jr Consult, A-Graz
- 09:45–10:30 „Verbindungsmitel aus hochfesten Stählen – Stabdübelverbindungen“
Prof. Dr.-Ing. Jan-Willem van de Kuilen, Holzforschung München (TUM)
- 10:30–11:00 Kaffeepause
- 11:00–11:45 „Geodätische Kuppeln – Geschichte, Systemmodellierung, Konstruktion und Montage“
Dipl.-Ing. Emil Lüning, Ingenieurbüro Emil Lüning, NL-Doetinchem
- 11:45–12:30 „Leichte Decken für schwere Jungs – Hochgehängte Holzbetonverbunddecken in einer Justizvollzugsanstalt –“
Dipl.-Ing. Peter Gröber, Holzbau Gröber GmbH, Eberhardzell-Füramoos
- 12:30–12:45 Schlusswort
Dipl.-Ing. (FH) Klaus Fritzen, für Bruderverlag, Köln

Inhaltsverzeichnis

1	Personeninduzierte Schwingungen bei Holzdecken – Neue Erkenntnisse führen zu neuen Bewertungsverfahren Prof. Dr.-Ing. Patricia Hamm und Dipl.-Ing. Antje Richter	8
2	Hochleistungs-Brandschutzbeschichtungen für den mehrgeschossigen Holzbau – Mechanisch fest und unempfindlich gegen Feuchte Dipl.-Ing. Dirk Kruse	20
3	Holz-Beton-Verbund-Bauweise bei Schwerlastbrücken – Zum Tragverhalten und dem gebauten Pilotprojekt Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch	32
4	Korrosionsverhalten der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz Prof. Dr.-Ing. habil. Ulf Nürnberger	46
5	Modellbildungen für faltwerkartige Konstruktionen mit Brettsper Holz - Ausgeführte Beispiele Dipl.-Ing. Johann Riebenbauer, jr.	66
6	Verbindungsmittel aus hochfesten Stählen – Stabdübelverbindungen Prof. Dr.-Ing. Jan-Willem van de Kuilen	76
7	Geodätische Kuppeln – Geschichte, Systemmodellierung, Konstruktion und Montage Dipl.-Ing. Emil Lüning	86
8	Leichte Decke für schwere Jungs - Hochgehängte Holz-Beton-Verbunddecken in einer Justizvollzugsanstalt – Dipl.-Ing. Peter Gröber	104

Prof. Dr.-Ing. Patricia Hamm

Saliterstraße 90
87161 Marktoberdorf

1991–1996	Studium Bauingenieurwesen, TU München
1996–1998	Tragwerksplanerin, Häußler-Planung GmbH
1998–2003	Wiss. Assistentin, TU München, FG Holzbau
2003	Promotion zur Dr.-Ing.
seit 2005	Beratende Ingenieurin im Ing.-Büro, Marktoberdorf
2007–2009	wiss. Angestellte, TU München
seit Okt. 2009	Professorin an der Hochschule Biberach

Dipl.-Ing. Antje Richter

Essener Straße 76a
04357 Leipzig

1989–1994	Studium Bauingenieurwesen, TH Leipzig
1994–1996	Tragwerksplanerin, CDC Chemnitz
1997–2000	Projektingenieurin Tragwerksplanung, RWI Leipzig
2000–2006	wiss. Mitarbeiterin, Uni Leipzig, L. Stahlbau und Holzbau
2007–2008	Geschäftsbereichsleiterin MFPA Leipzig
seit 2007	wiss. Angestellte, TU München, Holzbau und Baukonstruktionen
seit 2009	Projektleiterin, bse engeneering Leipzig GmbH

Personeninduzierte Schwingungen bei Holzdecken – Neue Erkenntnisse führen zu neuen Bewertungsverfahren

1 Notwendigkeit von Schwingungsnachweisen

1.1 Theoretische Grundlagen und historische Entwicklung

In der amerikanischen Literatur werden die personen-induzierten Schwingungen von Decken bereits 1828 erwähnt, vgl. [Tredgold, 1828]. Sinngemäß übersetzt heißt es: „Träger mit großen Spannweiten sollten hoch (Querschnittshöhe) ausgeführt werden, um die Unannehmlichkeit zu vermeiden, dass man nicht umhergehen kann, ohne alles im Raum zu erschüttern.“ Diese Forderung mündete in einer Durchbiegungsbegrenzung von $l/360$ für Stahlträger unter Verkehrslast.

Trotz dieser Regelung wurden vor circa 30 Jahren Probleme und Beschwerden durch personen-induzierte Schwingungen bei Decken auf Stahl-Fachwerkträgern bekannt. Seit ungefähr dieser Zeit wird an dem Phänomen der personen-induzierten Schwingungen an Decken und Brücken geforscht, vgl. [Murray, 2003].

In dem Vortrag von [Hamm, 2005] wurden die theoretischen Grundlagen zum dynamischen Verhalten von Decken und Fußgängerbrücken ausführlich dargestellt, so dass hier an dieser Stelle auf die wiederholte Darstellung verzichtet wird.

1.2 Empfindlichkeit des Menschen gegenüber Schwingungen

Wesentliche Einflussfaktoren auf das menschliche Empfinden sind:

- die Amplitude einer Schwingung,
- die Frequenz sowie
- die Dauer der Schwingung (Anzahl der Auf- und Abbewegungen), die durch die Dämpfung beeinflusst wird.

In Abhängigkeit von der Eigenfrequenz der Decke wird deren Schwingungsverhalten unterschiedlich wahrgenommen. Bei kleineren Frequenzen (bis circa 8 Hz) ist das (Un-) Wohl-Empfinden von der Beschleunigung, bei größeren Frequenzen (ab circa 8 Hz) von der Geschwindigkeit abhängig [Ohlsson, 1982] und [Hu et al, 2001]. Bild 1, die sog. „Basiskurve“ aus [ISO 2631-2], verdeutlicht den Zusammenhang. Die obere „grüne Grenze“ gilt als die Wahrnehmbarkeitsgrenze.

Die Wahrnehmung und das menschliche Empfinden von Schwingungen nehmen mit:

- zunehmender Schwingdauer zu,
- der Nähe zur und dem Bewusstsein über die Schwingursache ab,

- zunehmender Körpertätigkeit ab,
- zunehmender Gewöhnung ab.

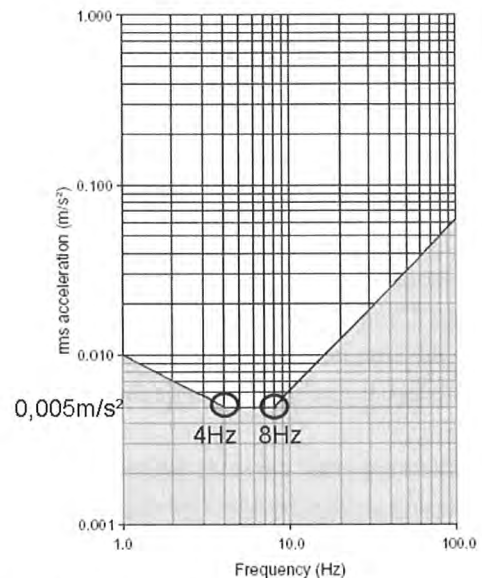


Bild 1: „Basiskurve“ aus [ISO 2631-2]

Dementsprechend werden die personen-induzierten Anregungen zur Beschreibung des Schwingungsverhaltens in drei Kategorien unterteilt, vgl. [Kreuzinger / Mohr, 1999] (siehe Tabelle 1, folgende Seite).

1.3 Einfluss der Entwicklung der Spannweiten auf das Schwingungsverhalten

Bis zur [DIN 1052] in der Fassung von 1988 wurde die Gebrauchstauglichkeit durch eine Durchbiegungsbegrenzung nachgewiesen. Bei Holzdecken sind das die bekannten $l/300$ unter Volllast. Bei den früher üblichen Spannweiten von circa 4 m war damit eine Durchbiegung unter Volllast von maximal 13 mm erlaubt.

Die modernen Bauherren wünschen sich immer größere, stützenfreie Räume. Mit den neu entwickelten Holzwerkstoffen, wie zum Beispiel Brettspertholz, Brettschichtholz, Brettstapel und Rippenträgern, sind fast beliebige Querschnittsabmessungen möglich und große Spannweiten können realisiert werden. Die „absolute“ Durchbiegung unter Volllast bei Einhaltung von $l/300$ wird dadurch aber immer größer. Bei einer Spannweite von 6,5 m wären schon 22 mm zugelassen.

Mit einer Zunahme der „absoluten“ Durchbiegung nimmt die Eigenfrequenz der Decke ab. Einen direkten Zusammen-

Tabelle 1: Unterteilung personen-induzierter Anregungen zur Beschreibung des Schwingungsverhaltens in drei Kategorien, vgl. [Kreuzinger / Mohr, 1999]

1) Einmalige Auslenkung durch Fußauftritt → Steifigkeitskriterium (Durchbiegung unter einer Einzellast in Feldmitte)	Damit ist eine einmalige Anregung durch einen länger andauernden Impuls mit anschließendem Abklingen der Schwingung gemeint, hervorgerufen durch z. B. einen einmaligen Fußauftritt.
2) Oft wiederholte Anregung durch Schritte → Schwingbeschleunigung	Personen geben beim Gehen, Laufen, Hüpfen, Tanzen etc. periodische Kräfte auf den Untergrund ab. Bei oft wiederholten Anregungen mit einer Anregungsfrequenz (= Schrittfrequenz) gleich der Hälfte oder einem Drittel der Eigenfrequenz kann Resonanz entstehen. Die Decke kann sich aufschaukeln, da die Schwingungsamplitude durch Resonanz stark erhöht wird. Einflussfaktoren für die Erhöhung sind die Masse und die Dämpfung der Decke.
3) Kurzer Impuls durch Heeldrop → Schwinggeschwindigkeit	Gemeint ist eine einmalige Anregung durch einen Impuls mit kurzer Einwirkungsdauer, wie z. B. beim Heeldrop (= Fersenauftritt). Beim Fersenauftritt, in der Literatur und im Folgenden mit Heeldrop bezeichnet, stellt sich die Versuchsperson auf die Zehenspitzen und lässt sich auf die Fersen fallen. Vorteil des Heeldrops ist, dass er innerhalb einer Messreihe relativ gut reproduzierbar ist. Allerdings kann die Größe des erzeugten Impulses schwanken je nach Untergrund, Schuhwerk, Masse der Versuchsperson etc.

hang zwischen der Durchbiegung unter Eigenlast $w(G_k)$ und der Eigenfrequenz f_e beim Einfeldträger zeigt Gl. 1, die man durch Einsetzen in die Frequenzgleichung (Gl. 2) erhält. Bild 2 zeigt die Systemgrößen am Beispiel eines gedämpften Einmassenschwingers.

Als Durchbiegung unter der statischen Einwirkung w_{stat} wird die Durchbiegung unter ständiger Last (Eigenlast G_k) $w(G_k)$ eingesetzt. f_e ist die zugehörige erste Eigenfrequenz unter Berücksichtigung genau dieser Einwirkung.

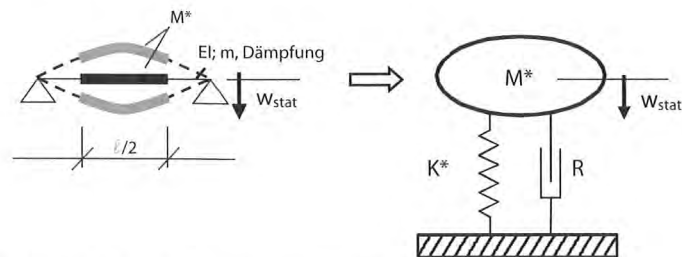


Bild 2: Einfeldträger und Einmassenschwinger

$$f_e = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K^* \cdot g}{w_{stat} \cdot K^*}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{w_{stat}}} \cong \frac{5}{\sqrt{w_{stat} [cm]}} \quad \text{Gl. 1}$$

$$\omega = 2\pi \cdot f_e = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}} \quad [1/s] \quad \text{Gl. 2}$$

Ersatz- Federsteifigkeit K^* [N/m]
 generalisierte (mitschwingende) Masse M^* [kg]

Die charakteristische Verkehrslast für Holzdecken unter Wohnräumen nach [DIN 1055-100] beträgt 2,0 kN/m². Unterstellt man, dass die Eigenlast bei Holzdecken in Wohnungen

etwa gleich groß ist wie die Verkehrslast (Gl. 3), ergibt sich der Zusammenhang zwischen der Durchbiegung unter Eigenlast und der Eigenfrequenz f_e beim gelenkig gelagerten Einfeldträger nach Gl. 4.

Volllast: $E_k = G_k + Q_k$ unter Annahme: Verhältnis $G_k : Q_k \approx 1 : 1$
 Gl. 3
 $w(G_k) \approx w(Q_k) \approx 0,5 \cdot w(E_k)$ (ohne Kriechanteil)

$$f_e = \frac{5}{\sqrt{0,8 \cdot 0,5 \cdot w(E_k) [cm]}} \quad \text{Gl. 4}$$

Näherungsweise gilt also für den 4 m langen Einfeldträger:

$$\ell/300 = w(E_k) = 13 \text{ mm}$$

$w(G_k) \approx 0,5 \cdot 13 = 6,5 \text{ mm}$ und damit

$$f_e = \frac{5}{\sqrt{0,8 \cdot 0,65 [cm]}} = 6,9 \text{ Hz}$$

Der 6,5 m lange Einfeldträger mit

$\ell/300 = w(E_k) = 22 \text{ mm}$ und $w(G_k) \approx 11 \text{ mm}$ hat eine Eigenfrequenz von

$$f_e = \frac{5}{\sqrt{0,8 \cdot 1,1 [cm]}} = 5,4 \text{ Hz}$$

Trotz Einhaltung des gewohnten Gebrauchstauglichkeitskriteriums von $\ell/300$ verschlechtert sich die dynamische Eigenschaft der Decke bei Erhöhung der Spannweite, da die Eigenfrequenz der Decke abnimmt, vgl. Tabelle 2. Daraus folgt, dass in der Praxis der Schwingungsnachweis für Decken bemessungsrelevant wird, zumal nach [DIN 1052] der Nachweis noch strenger zu sehen ist, weil hiernach eine Durchbiegung von 6 mm unter ständigem Lastanteil und quasi-ständigem Verkehrslastanteil eingehalten werden soll.

Tabelle 2: Zusammenhang zwischen Durchbiegung unter Eigenlast und der zugehörigen Eigenfrequenz beim gelenkig gelagerten Einfeldträger

$w(G_k)$ [mm]	f_e [Hz]	Zugehörige Spannweite ℓ [m] für $w(E_k) = \ell/300$ unter der Annahme, dass $G_k:Q_k \approx 1:1$ und $w(G_k) \approx w(Q_k) \approx 0,5 \cdot w(E_k)$
5 mm	8,0 Hz	3,0 m
6 mm	7,2 Hz	3,6 m
9 mm	6,0 Hz	5,4 m

2 Vorschlag von Bemessungsregeln für den Schwingungsnachweis

2.1 Ausgangslage

Dem modernen Holzbau stehen Holzwerkstoffe und Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen zur Verfügung, mit denen fast beliebige Grundrisse im Büro-, Verwaltungs-, Bildungs- und Wohnungsbau wirtschaftlich realisiert werden können. Die in diesen Bereichen erforderlichen großen Spannweiten beeinflussen jedoch meist negativ das Schwingungsverhalten der Decken. Gleichzeitig sind die Komfortansprüche der Nutzer und damit die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit gestiegen – schon ein leichtes Schwingen der Decke wird als Mangel empfunden.

Damit rückt das Vermeiden unangenehmer Schwingungen, ausgelöst zum Beispiel durch das Begehen oder das Herumtoben von Kindern, bei der Bemessung im Neubau wie auch bei der Sanierung von Altbauten in den Vordergrund. Diese Entwicklung spiegelt sich auch in der aktuellen Normung wider:

In [DIN 1052] in der Fassung von Dezember 2008 wird ein Schwingungsnachweis empfohlen, „um Unbehagen verursachende Schwingungen zu vermeiden“. Die zugehörigen [Erläuterungen] enthalten zwar ein umfangreiches Kapitel zu diesem Thema.

Die in der Praxis vorkommenden Systeme und Aufbauten sind jedoch so vielfältig, dass die für Planer benötigten Konstruktions- und Bemessungsregeln nicht vollständig enthalten sind.

Obwohl der Schwingungsnachweis oft bemessungsrelevant ist, gibt es dennoch immer wieder Klagen seitens der Bauherren bzw. der Nutzer über unangenehm empfundene, die Gebrauchstauglichkeit einschränkende Schwingungen der Decken. Bei eigenen Vergleichsmessungen an ausgeführten Decken wurde festgestellt, dass die tatsächlichen dynamischen Eigenschaften oft deutlich von den vereinfachten rechnerischen Annahmen abweichen. Dabei wurden Abweichungen in beide Richtungen vorgefunden. Deren Ursachen wurden im Rahmen des durch die TU München durchgeführten AiF-Forschungsvorhabens „Schwin-

gungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbund-Decken“ nachgegangen [Winter/Hamm/Richter, 2008].

Ziel des Vorhabens war die Entwicklung und Verifizierung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln zur Erfassung personen-induzierter Schwingungen in Abhängigkeit von Nutzungsanforderungen, die die Gebrauchstauglichkeit unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten gewährleisten.

Untersucht wurden zum Beispiel Decken mit Wohn- und Büronutzung sowie Decken in Schulen und Kindergärten. Decken unter Räumen, die für rhythmische Bewegungen genutzt werden, wie z. B. Tanz- oder Gymnastikräume, oder Turnhallen waren nicht Gegenstand der Untersuchungen, hier sollten genauere Untersuchungen durchgeführt werden.

Die Ergebnisse konnten auf der Grundlage von Literaturrecherchen, Finite-Element-Berechnungen, In-situ-Messergebnissen mit Nutzerbefragungen und Labormessungen mit Bewertung des Schwingungsverhaltens gewonnen werden. Zusätzlich wurde die Dämpfung unterschiedlicher Deckenaufbauten gemessen, um das vorhandene Dissipations-Potenzial bereits in der Planungsphase der Decke berücksichtigen zu können.

Zur Verifizierung der Ergebnisse der Finite-Elemente-Methode dienten Schwingungsmessungen im Labor der MFPA Leipzig GmbH unter definierten Randbedingungen. Mit den im Labor bestimmten Materialeigenschaften als Eingangsgrößen konnten die Messergebnisse mit den Berechnungswerten verglichen werden.

Messungen in situ waren erforderlich, um die Ergebnisse aus Labormessungen auf reale Bauwerke übertragen zu können. Durchgeführt wurden bisher circa 130 In-situ-Messungen in geeigneten Objekten. Eine Übersicht über die gemessenen Deckentypen gibt Bild 4. Im Rahmen einer Masterarbeit an der TU Graz [Fitz, 2008] wurde das Schwingungsverhalten von Brettsperrholz (BSP)-Decken ebenfalls experimentell, numerisch und theoretisch untersucht.

Die Anregung der Decken erfolgte durch regelloses Gehen, wenn möglich Gehen oder Laufen in Resonanz mit der zweiten

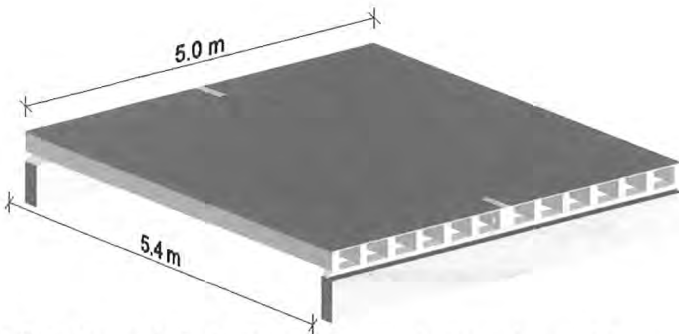


Bild 3: Messtechnische Untersuchungen im Versuchsstand der MFPA Leipzig

oder dritten Harmonischen, Heeldrop und im Labor auch von unten durch Klopfen und Auslenkung in Feldmitte. Zur Messung der Schwingungsantworten dienten zwei unterschiedliche Erschütterungs-Messsysteme, welche die Beschleunigung in Abhängigkeit von der Zeit aufzeichnen.

Zur Systemkontrolle des FEM-Modells wurden die Messergebnisse aus den Labormessungen eingearbeitet. Die FEM-Analysen ermöglichen eine ausführlichere Parameterstudie mit unterschiedlichen Verhältnissen von Längs- und Querbiegesteifigkeit sowie Länge und Breite des Deckenfeldes. Die Berechnungsergebnisse wurden wiederum mit den Messergebnissen aus der Labormessung und teilweise mit den Messergebnissen aus den In-situ-Messungen verglichen.

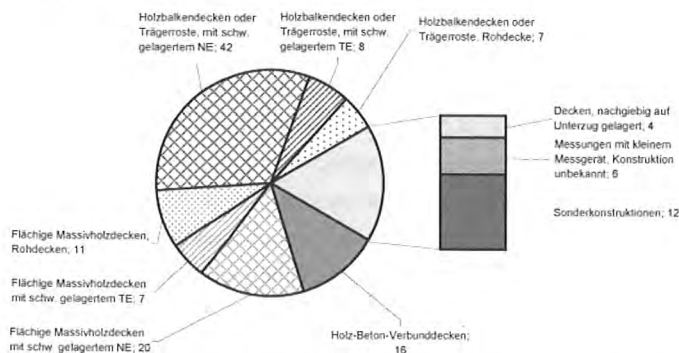


Bild 4: Übersicht über die Messobjekte aus dem Forschungsvorhaben

2.2 Bemessungsregeln

Deckenschwingungen werden vom Nutzer auch aufgrund seines persönlichen Verhältnisses zum Bauwerk und zur Aktivität unterschiedlich bewertet. Der Unterschied hängt davon ab, ob sich der Empfänger in einem engen Bezug zum Anreger (zum Beispiel Zuschauer oder Aktiver mit sportlicher Betätigung) befindet oder sich durch den Anreger eher gestört fühlt (zum Beispiel Nachbars Kinder) [Kreuzinger/ Mohr, 1999].

Aus diesem Grund werden die Anforderungen an die dynamischen Eigenschaften einer Decke in Abhängigkeit von ihrer Nutzung festgelegt. In Tabelle 3 werden drei Kategorien vorgeschlagen und mit Kriterien aufgeführt. Die Nutzung und die Anforderungen an das Schwingungsverhalten sollten auf dieser Basis verbindlich vom Planer mit dem Bauherrn vereinbart werden.

Eine aktuell in der Fachwelt stattfindende Meinungsbildung zur Definition von Schwingungsverhaltensklassen ist noch nicht abgeschlossen.

2.2.1 Vorschläge von Bemessungs- und Konstruktionsregeln mit Anwendungsgrenzen für Wohnungs- und Bürodecken

Tabelle 3 zeigt eine Zusammenfassung der vorgeschlagenen Bemessungs- und Konstruktionsregeln, die im Rahmen des Forschungsvorhabens [Winter/Hamm/Richter, 2008] erarbeitet wurden.

Liegt die Decke nachgiebig auf Unterzügen auf, so ist bei der Berechnung der Eigenfrequenz und der Durchbiegung unter der Einzellast F_k die Durchbiegung der Unterzüge zusätzlich zu berücksichtigen. D.h., die Summe der Durchbiegungen muss die Grenzwerte einhalten. Ein ausführlicher Beitrag zur Berücksichtigung der Lagerung auf Unterzügen findet sich in [Hamm, 2008].

2.2.2 Konstruktive Anforderungen und Ermittlung der Querbiegesteifigkeit

Prinzipiell sind schwimmende Nassestriche aufgrund ihrer höheren Masse und Steifigkeit besser geeignet als Trockenestriche.

Eine (möglichst schwere) Schüttung verbessert das Schwingungsverhalten ebenfalls. Gleichzeitig bietet sie die Möglichkeit der Installationsführung. Je schwerer die Schüttung, desto größer die Verbesserung der subjektiven Bewertung. In Tabelle 4 sind die Mindestanforderungen an den Deckenaufbau in Abhängigkeit von den Anforderungen an das Schwingungsverhalten zusammengestellt. Die rechnerischen Anforderungen aus Tabelle 3 sind selbstverständlich zusätzlich einzuhalten.

Als „schwere“ Schüttung werden Schüttungen mit einem Flächengewicht von mindestens 60 kg/m^2 bezeichnet. Dies entspricht z. B. einer 4 cm dicken Kalksplittschicht.

Querbiegesteifigkeit von Brettstapeldecken:

Das Tragverhalten der Decke in Querrichtung resultiert bei den flächigen Holzplatten aus den Steifigkeitseigenschaften der Verbindung zwischen den Lamellen. [Kreuzinger/Mestek, 2008] geben die folgenden Beziehungen zwischen den Biegesteifigkeiten in Querrichtung EI_{quer} und Längsrichtung $EI_{längs}$ an: Brettstapel, genagelt oder gedübelt:

$$\text{näherungsweise} \quad EI_{quer} = 0,0005 EI_{längs} \quad \text{Gl. 5}$$

$$\text{Brettstapel geklebt:} \quad EI_{quer} = 0,03 EI_{längs} \quad \text{Gl. 6}$$

2.2.3 Frequenzkriterium

Die Eigenfrequenz der Decke unter ständigen Einwirkungen soll so hoch gewählt werden, dass Resonanz aus Gehen vermie-

Tabelle 3: Zusammenhang zwischen subjektiven Bewertungen und Nutzung

	Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten Bewertung 1,0 bis 1,5	Decken innerhalb einer Nutzungseinheit Bewertung 1,5 bis 2,5	Keine Anforderungen an das Schwingungsverhalten
Im Rahmen des Vorhabens untersuchte Raumnutzung bzw. Einbaulage	z.B. Flure mit kurzen Spannweiten z.B. für Nutzungen als Wohnungstrenndecken in Mehrfamilienhäusern, Decken in Büros mit PC-Nutzung oder Besprechungsräumen	z.B. Decken in üblichen Einfamilienhäusern, Decken im Bestand, oder mit Zustimmung des Bauherren	z.B. Decken unter nicht genutzten Räumen oder nicht ausgebauten Dachräumen
Beschreibung der Empfindungen des Schwingungsverhaltens	Schwingungen werden gar nicht oder nur gering spürbar, wenn man sich darauf konzentriert und nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar, jedoch nicht als störend empfunden.	Schwingungen werden als spürbar bis deutlich spürbar, unangenehm und auch teilweise störend empfunden.
Frequenzkriterium $f_e \geq f_{\text{grenz}}$	$f_{\text{grenz}} = 8 \text{ Hz}$	$f_{\text{grenz}} = 6 \text{ Hz}$	-
Steifigkeitskriterium $w(2kN) \leq w_{\text{grenz}}$	$w_{\text{grenz}} = 0,5 \text{ mm}$	$w_{\text{grenz}} = 1,0 \text{ mm}$	-
Genauere Untersuchung nur, wenn $f_e < f_{\text{grenz}}$	$f_{\text{min}} \leq f_e < f_{\text{grenz}}$ mit $f_{\text{min}} = 4,5 \text{ Hz}$ und $a_{\text{grenz}} = 0,05 \text{ m/s}^2$	$f_{\text{min}} \leq f_e < f_{\text{grenz}}$ mit $f_{\text{min}} = 4,5 \text{ Hz}$ und $a_{\text{grenz}} = 0,10 \text{ m/s}^2$	-
Konstruktive Anforderungen	Anordnung von schwimmendem Nass- oder Trockenestrich auf Schüttung nach Tabelle 4 und Abschnitt 2.2.2		-

Tabelle 4: Konstruktive Maßnahmen in Abhängigkeit von den Bewertungen des Schwingungsverhaltens

	Art des Estrichs	Decken zwischen unterschiedlichen Nutzungseinheiten Bewertung 1,0 bis 1,5	Decken innerhalb einer Nutzungseinheit Bewertung 1,5 bis 2,5
Holz-Beton-Verbunddecken		Bereits alle in situ gemessenen Rohdecken (außer der nachgiebig gelagerten) wurden mit 1,5 bis 2,5 bewertet. Sie wiesen alle ein hohes Flächengewicht von mind. 300 kg/m ² auf.	Bereits alle in situ gemessenen Rohdecken (außer der nachgiebig gelagerten) wurden mit besser als 2,5 bewertet.
Flächige Massivholzdecken (z.B. Brettsperrholz- und Brettstapeldecken)	schwimmender Nassestrich	schwimmend auf schwerer oder leichter Schüttung	schwimmend (auch ohne Schüttung)
	schwimmender Trockenestrich	schwimmend auf schwerer Schüttung *)	schwimmend auf schwerer Schüttung*)
Holzbalkendecken oder Trägerroste	schwimmender Nassestrich	schwimmend auf schwerer Schüttung	schwimmend (auch ohne Schüttung)
	schwimmender Trockenestrich	kein Ausführungsbeispiel, das besser als 1,5 bewertet wurde, gefunden	schwimmend auf schwerer Schüttung

*) Als Beispiel für Trockenestrichaufbau, der die Bewertung 1,5 erfüllt, wurde nur eine BSP-Decke im Labor gemessen. Die Übertragbarkeit auf In-situ-Decken ist noch nicht geklärt.

den wird, Gl. 7. Die Grenzwerte sind abhängig von der Einbaulage bzw. den Anforderungen an die Decke, vgl. Gl. 8 und Gl. 9.

$$f_e \geq f_{\text{grenz}} \quad \text{Gl. 7}$$

$$f_{\text{grenz}} = 8 \text{ Hz} \quad \text{Bewertung 1,0 bis 1,5} \quad \text{Gl. 8}$$

$$f_{\text{grenz}} = 6 \text{ Hz} \quad \text{Bewertung 1,5 bis 2,5} \quad \text{Gl. 9}$$

Die Eigenfrequenz kann durch Messung oder Berechnung ermittelt werden. Dabei darf berücksichtigt werden:

- die Biegesteifigkeit des Estrichs (Achtung bei Installationsführungen oder Fertigteilen oder Fugen im Estrich sind Reduzierungen der Estrich-Biegesteifigkeit zu berücksichtigen),
- vierseitige Lagerung und ggf. die Drillsteifigkeit sowie die
- Durchlaufwirkung.

Liegt die Decke nachgiebig auf Unterzügen auf, so ist dies bei der Berechnung der Eigenfrequenz zu berücksichtigen, indem der Nachweis für das gesamte Deckensystem einschließlich Unterzügen geführt wird [Hamm, 2008].

Die Durchlaufwirkung darf berücksichtigt werden (zum Beispiel mithilfe von Tabelle 9/3 aus den [Erläuterungen] oder mit geeigneter Software). Eine Berechnung am Ersatzsystem eines gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit der Spannweite gleich der größten Feldlänge (unter Vernachlässigung der Durchlaufwirkung) liegt auf der sicheren Seite.

Für die Masse wird nur vom Eigengewicht der Decke und anderen ständigen Einwirkungen ausgegangen. Der Trennwandzuschlag und die Verkehrslast werden nicht mit angesetzt.

Für Einfeldträger, zum Beispiel für eine Holzbalkendecke, kann die Ermittlung der Eigenfrequenz nach Gl. 10 und Bild 5 erfolgen.

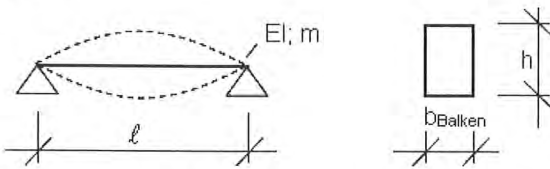


Bild 5: Einfeldträger: Schwingungen in der ersten Eigenfrequenz und Querschnitt

$$f_{e,1} = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{m}} = f_{\text{Balken}} \quad \text{Gl. 10}$$

$$\text{mit } I = \frac{b_{\text{Balken}} \cdot h^3}{12} \quad \text{Gl. 11}$$

Für die drillweiche orthotrope Platte mit gelenkiger vierseitiger Lagerung, zum Beispiel BSP-Platten oder Brettstapel mit zweiachsiger Spannrichtung, gilt folgende Gleichung für die Eigenfrequenz. Dabei wird eine ausreichende Verbindung der einzelnen Plattenelemente vorausgesetzt.

$$f_{\text{Platte}} = f_{\text{Balken}} \cdot \sqrt{1 + 1/\alpha^4} \quad \text{Gl. 12}$$

$$\text{mit } \alpha = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_l}{EI_b}} \quad \text{Gl. 13}$$

b ist die Spannweite in Querrichtung oder Deckenbreite
 EI_l ist die effektive Biegesteifigkeit in Längsrichtung je Meter Breite

EI_b ist die effektive Biegesteifigkeit in Querrichtung je Meter
 mit $(EI)_l > (EI)_b$

2.2.4 Genauere Untersuchung

Vor allem bei Decken mit großen Spannweiten wird die Forderung nach einer Grenzfrequenz bemessungsrelevant. Es können auch Decken mit Eigenfrequenzen kleiner als die Grenzfrequenz ausgeführt werden, wenn die Schwingbeschleunigung nach Gl. 16 begrenzt wird und eine Mindestfrequenz nach Gl. 15 eingehalten wird.

Der Nachweis der Schwingbeschleunigung führt in der Regel nur bei ausreichend schweren Decken (hauptsächlich großflächigen Holz-Beton-Verbunddecken) zum Erfolg.

$$f_{\text{min}} \leq f_e < f_{\text{grenz}} \quad \text{Gl. 14}$$

$$f_{\text{min}} = 4,5 \text{ Hz} \quad \text{Gl. 15}$$

$$a \leq a_{\text{grenz}} \quad \text{Gl. 16}$$

$$a_{\text{grenz}} = 0,05 \text{ m/s}^2 \text{ Bewertung } 1,0 \text{ bis } 1,5 \quad \text{Gl. 17}$$

$$a_{\text{grenz}} = 0,10 \text{ m/s}^2 \text{ Bewertung } 1,5 \text{ bis } 2,5 \quad \text{Gl. 18}$$

Die Messwerte der Beschleunigung streuen stark und sollten dem Nachweis nicht zugrunde gelegt werden, da noch keine definierte Einwirkung gefunden wurde, die für alle Deckentypen zu reproduzierbaren Messergebnissen führt. Die Beschleunigung infolge einer gehenden Person kann nach Gl. 19 berechnet werden. Die anzusetzende dynamische Kraft ist abhängig von der Eigenfrequenz der Decke (vgl. Bild 6). Die Kräfte der harmonischen Anteile in Bild 6 sind vereinfachend für eine Schrittfrequenz von $2 \text{ Hz} \pm 0,5 \text{ Hz}$ aufgetragen. Falls die Eigenfrequenz im Bereich der Streuung der zweiten oder dritten Harmonischen liegt, kann die Beschleunigung für ein einachsig oder zweiachsig gespanntes Deckenfeld als Einfeldträger mit der (Raum-) Breite b infolge einer gehenden Person wie folgt mit D als Dämpfungsdekrement berechnet werden:

$$a \left[\frac{m}{s^2} \right] = \frac{F_{\text{dyn}}}{M \cdot 2D} = \frac{0,4 \cdot F(t) [N]}{m [kg/m^2] \cdot 0,5 t [m] \cdot 0,5 b [m] \cdot 2D} \quad \text{Gl. 19}$$

Die Dämpfung D , auch bezeichnet als Lehr'sches Dämpfungsmaß, kann den [Erläuterungen] bzw. [Winter/Hamm/Richter, 2009] entnommen werden. Für die Ermittlung der Dämpfungswerte in [Winter/Hamm/Richter, 2009] war jeweils eine Versuchsperson auf der Decke, deren Dämpfungsanteil in die Ergebnisse einfließt.

Die mitschwingende Masse für Durchlaufträger darf zum Beispiel nach Tabelle 9/4 aus den [Erläuterungen] berechnet werden. Bei für flächigen Massivholzplatten üblichen Querbiegesteifigkeiten und Raumabmessungen mit $b \geq 1,5 \cdot l$ kann für b die Raumbreite eingesetzt werden. $0,5 b$ ist dann die mitschwingende Breite des Deckenfeldes.

$$F_{\text{dyn}} = 0,4 \cdot F(t) \quad \text{Gl. 20}$$

Die einwirkende zeit- und ortsveränderliche Kraft F_{dyn} wird mit 40% der Kraft $F(t)$ (nach Gl. 20 und Bild 6) angesetzt. Der Faktor 0,4 berücksichtigt die wechselnde Einwirkungsstelle und die Tatsache, dass die Einwirkungsdauer begrenzt ist (Bild 7) und der eingeschwingene Zustand meist nicht ganz erreicht wird, vgl. [Kreuzinger/Mohr, 1999].

2.2.5 Steifigkeitskriterium

Im Rahmen der Untersuchungen in [Kreuzinger/Mohr, 1999] und [Winter/Hamm/Richter, 2008] wurde festgestellt, dass das Steifigkeitskriterium mindestens ebenso wichtig einzustufen ist wie das Frequenzkriterium. Dabei sollte die Steifigkeit der

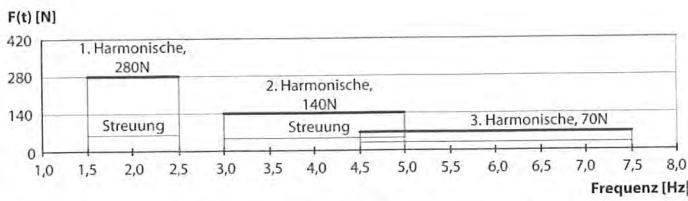


Bild 6: Zusammenhang zwischen der Frequenz und der abgegebenen Kraft beim Gehen

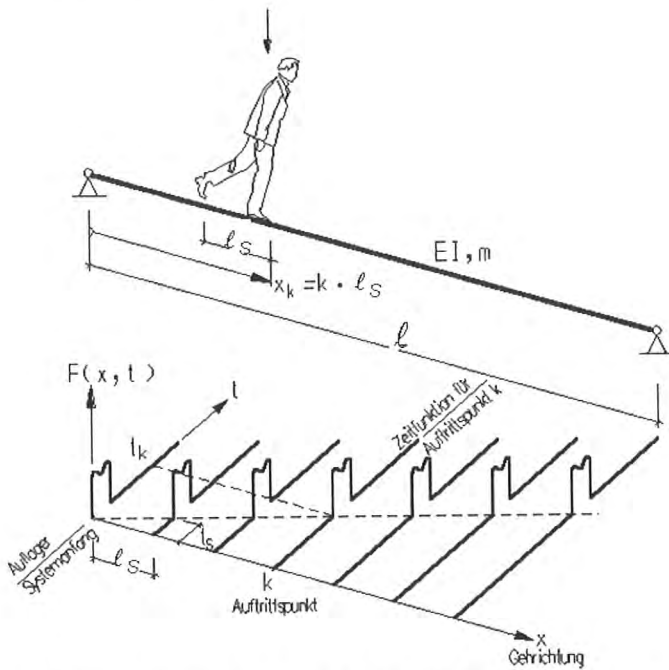


Bild 7: Verdeutlichung der Zeit- und Ortsabhängigkeit der Kraft auf den Untergrund beim Gehen, aus [Kreuzinger, 1995]

Decke so hoch sein, dass die Durchbiegung unter einer Kraft von 2 kN in Feldmitte einen bestimmten Wert nicht übersteigt. Welcher Grenzwert in Gl. 21 verwendet wird, hängt von den Anforderungen des Bauherrn ab.

Die gute Korrelation des Kriteriums mit der Bewertung – in Abhängigkeit vom Konstruktionstyp – zeigt Bild 8.

$$w(2\text{ kN}) \leq w_{\text{grenz}} \quad \text{Gl. 21}$$

$$w_{\text{grenz}} = 0,5\text{ mm} \quad \text{Bewertung 1,0 bis 1,5} \quad \text{Gl. 22}$$

$$w_{\text{grenz}} = 1,0\text{ mm} \quad \text{Bewertung 1,5 bis 2,5} \quad \text{Gl. 23}$$

Die Durchbiegung $w(2\text{ kN})$ infolge der Kraft $F = 2\text{ kN}$ wird für einachsrig gespannte Platten bezogen auf einen Deckenstreifen mit der Breite $b_{w(2\text{ kN})}$ nach Gl. 24 am Einfeldträger ermittelt. Die Angemessenheit der Breite für die Mannlast ist durch den Planer mit Blick auf die tatsächliche Konstruktion zu überprüfen. Zweiachsrig gespannte Platten können als Trägerrost berechnet werden.

Bei Durchlaufträgern darf die Durchlaufwirkung **nicht** berücksichtigt werden. Hier erfolgt der Nachweis am Ersatzsystem eines beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit der Spannweite des größten Feldes.

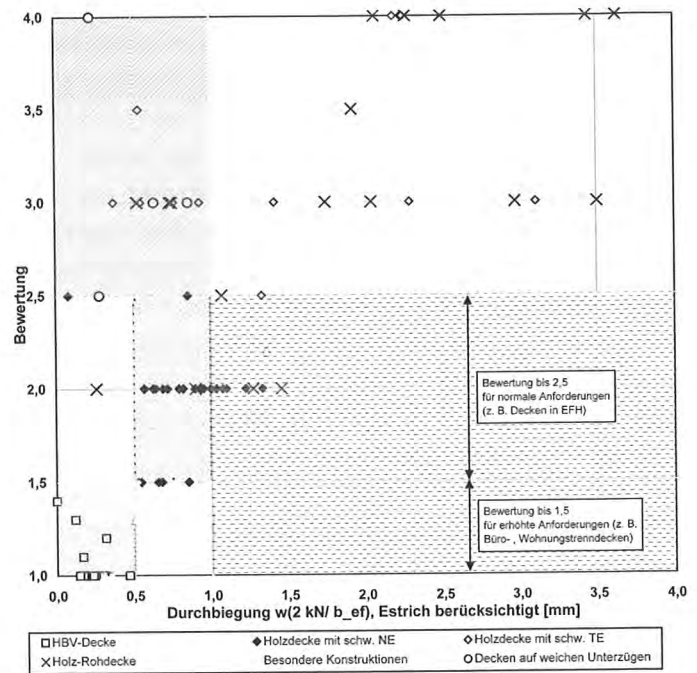


Bild 8: Zusammenhang zwischen der Durchbiegung $w(2\text{ kN})$ und der Bewertung bei den untersuchten Decken

$$b_{w(2\text{ kN})} = \min \left\{ \begin{array}{l} b_{e..'} \\ \text{Raumbreite} \end{array} \right\} \quad \text{Gl. 24}$$

$$\text{mit } b_{\text{ef}} = \frac{\ell}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{EI_{\text{quer}}}{EI_{\text{längs}}}} = \frac{b}{1,1 \cdot \alpha} \quad \text{mit } \alpha \text{ nach Gl. 13} \quad \text{Gl. 25}$$

Die **Längsbiegesteifigkeit** darf aus der Summe der Biegesteifigkeit der Rohdecke und der Biegesteifigkeit des Estrichs ohne Steinersche Anteile ermittelt werden.

Die **Querbiegesteifigkeit** darf aus der Summe der Querbiegesteifigkeit der Rohdecke und der Biegesteifigkeit des Estrichs ohne Verbundwirkung (ohne Steinersche Anteile) ermittelt werden. Bei Installationsführungen oder Fugen im Estrich oder Ausführung als Fertigteil mit Fugen ist die Biegesteifigkeit des Estrichs entsprechend zu reduzieren. Nicht kraftschlüssig ausgeführte Stöße zwischen Elementen bzw. Fertigteilen müssen bei der Ermittlung der Querbiegesteifigkeit der Rohdecke oder der anzusetzenden Raumbreite berücksichtigt werden.

Liegt die Decke nachgiebig auf Unterzügen auf, so ist bei der Berechnung der Durchbiegung unter der Einzellast F_k die Durchbiegung der Unterzüge zusätzlich zu berücksichtigen. D.h., die Summe der Durchbiegungen muss die Grenzwerte einhalten.

3 Zusammenfassung

Ziel der hier vorgestellten **Konstruktions- und Bemessungsregeln** ist die Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Sie sollen es Tragwerksplanern und ausführenden Firmen ermöglichen, den Nachweis des Schwingungsverhaltens von Holzdecken zu führen.

In Abhängigkeit von der Nutzung oder den angestrebten Anforderungen an das Schwingungsverhalten wurden die erforderlichen Nachweise, Begrenzungen und Bewertung für die Konstruktion in den Tabellen 3 und 4 zusammengestellt.

Zur Nachweisführung ist das **Frequenzkriterium** nach Gl. 7 entweder nach Gl. 8 oder Gl. 9 einzuhalten. Dabei darf nach Meinung der Autorinnen die Biegesteifigkeit des Estrichs (ohne Verbundwirkung) sowie bei zweiachsig gespannten Deckenplatten zusätzlich die Drillsteifigkeit bei der Berechnung der Eigenfrequenz berücksichtigt werden. Für die Masse werden nur die ständigen Einwirkungen angesetzt. Im Gegensatz zum vereinfachten Nachweis nach [DIN 1052] („ $w_{\text{quasi-ständig}} \leq 6 \text{ mm}$ “) wird eine Ermittlung der Eigenfrequenz nur unter ständigen Einwirkungen ohne quasi-ständige Verkehrslastanteile vorgeschlagen. Alternativ zur Berechnung können auch Messergebnisse für den Nachweis herangezogen werden. Bei kleineren Frequenzen kann eine genauere Untersuchung durchgeführt werden. Hierbei muss eine Mindestfrequenz nach Gl. 15 eingehalten und die Schwingbeschleunigung entsprechend Gl. 16 ff. begrenzt werden.

Zusätzlich empfehlen die Autorinnen, das **Steifigkeitskriterium** nach Gl. 21 mit einem Grenzwert je nach Anforderung nach Gl. 22 oder Gl. 23 zwischen 0,5 mm und 1 mm. Die Durchbiegung $w(2 \text{ kN})$ infolge der Kraft $F = 2 \text{ kN}$ wird für einachsig gespannte Platten bezogen auf einen Deckenstreifen mit der Breite $b_{w(2 \text{ kN})}$ nach Gl. 24 am Einfeldträger ermittelt. Bei Durchlaufträgern darf die Durchlaufwirkung nicht berücksichtigt werden. Hier erfolgt der Nachweis am Ersatzsystem des gelenkig gelagerten Einfeldträgers mit der Spannweite des größten Feldes. Die Biegesteifigkeit des Estrichs darf ebenfalls berücksichtigt werden.

Der dritte nach [EC 5] empfohlene Nachweis untersucht die **Einheitsimpulsgeschwindigkeitsreaktion**. Bei allen 130, im Rahmen des erwähnten Forschungsvorhabens untersuchten Decken war der Nachweis der Geschwindigkeit nach dem Einheitsimpuls eingehalten, sogar bei Rohkonstruktionen und anderen als unangenehm eingestuften Decken. Der in [Kreuzinger/Mohr, 1999] vorgeschlagene $1/3$ -Grenzwert wurde nur bei manchen Rohkonstruktionen überschritten, bei Decken mit üblichen Aufbauten nicht. Aufgrund dieser Erfahrung kann gesagt werden, dass der Nachweis der Geschwindigkeit bei Decken mit „üblichem“ Schallschutzaufbau nicht maßgebend wird. Vereinfachend kann man sich deshalb auf die Nachweise Eigenfrequenz und Steifigkeit beschränken.

Das Schwingungsverhalten von Decken wird neben den oben aufgeführten Systemgrößen wesentlich von der Art der Konstruktion und dem Ausbau beeinflusst.

Die untersuchten **Holz-Beton-Verbunddecken** wiesen größtenteils bereits als Rohdecken ein angenehmes Schwingungsverhalten auf.

Flächige Massivholzdecken (zum Beispiel aus Brettstapel- oder Brettspertholzplatten) haben bei Einhaltung der Anforderungen nach den Tabellen 3 und 4 das Schwingungsverhalten betreffend ebenfalls einige Vorteile: Sie besitzen durch die massive Bauweise eine relativ hohe Eigenmasse und Querbiegesteifigkeit (im Vergleich zum Beispiel zu einer Holzbalkendecke). Bei zweiachsig gespannten Deckenfeldern führt die Drillsteifigkeit der massiven Platten zu höheren Eigenfrequenzen. Messungen an Decken ohne Aufbauten, d.h. noch während des Rohbaustandes, zeigten, dass die Anordnung einer schwimmenden Estrichschicht (Trocken- oder Nassestrich, ggf. auf Schüttung) jedoch sehr wichtig ist – nicht nur für den Schallschutz, sondern auch für das Schwingungsverhalten. Ein solcher (Tritt-) Schallschutz-Aufbau sollte gegeben sein.

Holzbalkendecken (oder Trägerroste) sollten immer mit einem schwimmenden Nassestrich, möglichst in Kombination mit einer Schüttung ausgeführt werden.

Eine detaillierte Darstellung der im Forschungsvorhaben [Winter/Hamm/Richter, 2008] eingesetzten Untersuchungsmethoden, die Ergebnisse und Bemessungsbeispiele werden in einem ausführlichen Abschlussbericht dokumentiert. Die Veröffentlichung des ausführlichen Abschlussberichtes [Winter/Hamm/Richter, 2009] ist für Ende 2009 geplant.

Speziell für die Durchführung des Schwingungsnachweises für BSP-Decken wird auf das Bemessungshandbuch [Schickhofer et al., 2009] verwiesen, an dessen Herausgabe aktuell gearbeitet wird (geplante Fertigstellung: November dieses Jahres).

Werden Decken nachgiebig auf Unterzügen gelagert, ist dies bei der Nachweisführung zu berücksichtigen, indem die Eigenfrequenz und die Durchbiegung für das Gesamtsystem berechnet werden.

Für Decken unter Räumen, die für rhythmische Bewegungen genutzt werden, wie Tanz- oder Gymnastikräume, oder Turnhallen, sollten genauere Untersuchungen durchgeführt werden, die nicht Gegenstand dieser Veröffentlichung sind. |

4 Literatur

- [Fitz, 2008] Fitz, Mario: Untersuchung des Schwingungsverhaltens von Deckensystemen aus Brettsperrholz (BSP). Masterarbeit an der TU Graz.
- [Hamm, 2005] Hamm, Patricia: Schwingungen bei Decken und Brücken – Theoretische Prognose und praktische Analyse. In: Ingenieurholzbau – Karlsruher Tage. Karlsruhe 6./7. Oktober 2005. Hrsg.: Universität Karlsruhe (TH), Lehrstuhl für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen und Bruderverlag, Karlsruhe. S. 27–36.
- [Hamm, 2008] Hamm, Patricia: Schwingungsverhalten von Decken bei Auflagerung auf Unterzügen. holzbau, die neue quadriga. 1/2008.
- [Hu et al., 2001] Hu, L. J.; Chui, Y. H.; Onysko, D. M.: Vibration serviceability of timber floors in residential construction. In: Prog. Struct. Engng Mater, 3:228-237. 2001.
- [Kreuzinger, 1995] Kreuzinger, Heinrich: Schwingungen von Fußgängerbrücken – Berechnung und Messung; In: Informationsdienst Holz, Holzbauwerke STEP 3, Fachverlag Holz, 1995; S. 17/1–17/16.
- [Kreuzinger/Mestek, 2008] Winter, Stefan; Kreuzinger, Heinrich; Mestek, Peter: Flächen aus Brettstapeln, Brettsperrholz und Verbundkonstruktionen. Forschungsbericht im Rahmen von „Holzbau der Zukunft in der High-Tech-Offensive Zukunft Bayern“. Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion der Technischen Universität München. 2008.
- [Kreuzinger/Mohr, 1999] Kreuzinger, Heinrich; Mohr, Bernhard: Gebrauchstauglichkeit von Wohnungsdecken aus Holz; Abschlussbericht Januar 1999. TU München, Fachgebiet Holzbau. Forschungsvorhaben durchgeführt für die EGH in der DGfH.
- [Murray, 2003] Murray, Thomas M.; Allen, David E.; Ungar, Eric E. (2003): Floor vibrations due to human activity; Steel design guide series 11. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois. Oct. 2003.
- [Ohlsson, 1982] Ohlsson, Sven: Floor vibrations and human discomfort. Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology. Göteborg, Sweden. 1982.
- [Schickhofer et al, 2009] BSP-Handbuch. Herausgeber: Univ.-Prof. DI Dr. techn. Gerhard Schickhofer, TU Graz. Noch in Bearbeitung.
- [Tredgold, 1828] Tredgold, T. (1828): Elementary Principles of Carpentry. 2nd Edition. Verlag unbekannt.
- [Winter/Hamm/Richter, 2008] Winter, Stefan; Hamm, Patricia; Richter, Antje: Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben: Schwingungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken. DGfH 2009.
- [Winter/Hamm/Richter, 2009] Winter, Stefan; Hamm, Patricia; Richter, Antje: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben: Schwingungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken. DGfH 2009. Noch in Bearbeitung.
- [DIN 1052, 1988] DIN 1052: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung. Berlin. April 1988.
- [DIN 1052, 2008-12] DIN 1052: 2004-08: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau. Berlin. Dezember 2008.
- [DIN 1055-100] DIN 1055-100: 2001-03: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der

Ihr schneller Einstieg in die neue DIN 1052

Seit 1. Juli gilt für Sie die DIN 1052:2008-12



Seit dem 1. Juli 2009 gilt im Holzbau die DIN 1052 in der Fassung von Dezember 2008. Die alten Bestimmungen sind damit Vergangenheit. Finden Sie deshalb schnell den **Einstieg in die neue Norm** mit der 2. Auflage von „Für den Holzbau: Aufgaben und Lösungen nach DIN 1052“.

Das Fachbuch **basiert auf der DIN 1052:2008-12** und ist somit auf dem neuesten Stand der Normung. Es bietet Ihnen zahlreiche Bemessungsaufgaben, die in Ingenieurbüros und Zimmereien, aber auch in der Ausbildung täglich zu lösen sind. So hilft das Buch dem Ingenieur und Zimmerer sowie dem Ausbilder die aktuelle Norm zu verstehen und sie anzuwenden.

Die Aufgaben sind mit **Lösungswegen und vollständig ausgeschriebenen Formeln** dargestellt. Die direkten Verweise in die DIN 1052:2008-12 helfen Ihnen, auch ähnliche Bemessungssituationen rasch zu berechnen. Einzigartig sind wie schon in der ersten Auflage die Vorbemessungsformeln für die effiziente Abschätzung zu bemessender Querschnitte.

Aus dem Inhalt:

- Zug- und Druckstäbe in zahlreichen Varianten
- Biegeträger mit unterschiedlichen Querschnitten
- Sparren und Pfetten
- Bauteile unter kombinierter Beanspruchung
- BSH-Satteldachträger mit gerader und mit geneigter Unterkante sowie mit veränderlicher Höhe

Für den Holzbau – Aufgaben und Lösungen nach DIN 1052

Von Dr.-Ing. Volker Krämer.

2. Auflage 2009. DIN A5. Kartoniert.

376 Seiten mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen.

ISBN 978-3-87104-172-3.

€ 49,-

Direkt bestellen! Per Fax: 0221 5497-130

baufachmedien.de

DER ONLINE-SHOP FÜR BAUPROFIS

Telefax: 0221 5497-130 • Telefon: 0221 5497-120 • service@bruderverlag.de • www.baufachmedien.de

Hiermit bestelle ich:

Expl.	Best.-Nr.	Titel	Preis
	172	Für den Holzbau – Aufgaben und Lösungen nach DIN 1052	€ 49,-
	3100003	Aktuelle SSB-Seminar-Übersicht (Veranstalter SSB Spezial Seminare Bau GmbH)	Gratis!

Preisirrtum und Änderungen vorbehalten. Preise inkl. MwSt. zzgl. Versand. Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen, siehe www.rudolf-mueller.de/agb.html. Sie können der Verwendung Ihrer E-Mail-Adresse für Direktwerbaktionen jederzeit widersprechen. Dadurch entstehen Ihnen ausschließlich Übermittlungskosten nach den Basistarifen.

Firma _____ Name/Vorname des Firmenansprechpartners _____

Straße _____ PLZ/Ort _____

Telefon/Fax _____ E-Mail _____



BRUDERVERLAG

Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

BRUDERVERLAG
Albert Bruder GmbH & Co. KG
Stolberger Straße 84
50933 Köln
Telefon: 0221 5497-120
Telefax: 0221 5497-130
service@bruderverlag.de
www.baufachmedien.de

Dipl.-Ing. Dirk Kruse



Fraunhofer Institut für Holzforschung –
Wilhelm-Klauditz-Institut
Bienroder Weg 54 E
38108 Braunschweig

2002 Studium Elektrotechnik und Bauingenieurwesen
Projektleiter am FhG-WKI
2005 Geschäftsführer Dehne, Kruse Brandschutzingenieure GmbH
2007 Abteilungsleiter FhG-WKI

Co-Autoren dieses Beitrags:

Dr. Barbara Deppe; Dipl.-Ing. (FH) Beate Gläser;
Fraunhofer-Institut für Holzforschung, Wilhelm-Klauditz-Institut (WKI), Braunschweig
Dr.-Ing. Björn Kampmeier; Dipl.-Ing. Dirk Hollmann,
Institut für Massivbau, Baustoffkunde und Brandschutz (iBMB), TU Braunschweig
Dr. Volker Gettwert, Fraunhofer-Institut für Chemische Technologie, Pfinztal

Hochleistungs-Brandschutzbeschichtungen für den mehrgeschossigen Holzbau – Mechanisch fest und unempfindlich gegen Feuchte

Einleitung

Holz ist aufgrund seiner guten Bearbeitbarkeit, der hohen Tragfähigkeit in Bezug zu dem Eigengewicht und seiner Verfügbarkeit als nachwachsende Ressource ein hervorragend geeigneter Konstruktions- und Ausbauwerkstoff. Neben diesen Vorteilen hat Holz allerdings einen Nachteil gegenüber konkurrierenden Werkstoffen wie Stahl oder Beton: Es ist brennbar. Werden jedoch grundlegende brandschutztechnische Konstruktionsdetails beachtet, ist das Brandverhalten von Holz als relativ unkritisch anzusehen. Dennoch bleibt Holz ein brennbarer Baustoff. Da das Verhalten eines Bauteils und einer Konstruktion maßgeblich vom Baustoffverhalten beeinflusst wird, sind Maßnahmen zur Verbesserung des Brandverhaltens durchaus zweckmäßig. Idealerweise sollte Holz über einen definierten Zeitraum in einen nicht brennbaren Zustand überführt werden, ohne dass seine positiven Eigenschaften eingeschränkt werden oder verloren gehen.

In einem gemeinsamen Projekt der Fraunhofer-Institute für Holzforschung und Chemische Technologie und des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig wurden dazu, ausgehend vom Wirkprinzip der keramisierenden Elastomere, neue, hochleistungsfähige Brandschutzbeschichtungen entwickelt. Die Kombination von keramisierenden Materialien mit Intumescenzprozessen (intumescere (lat.) – aufschäumen, aufblasen) führt zu Beschichtungsmaterialien, die im Brandfall die Holzbauteile über definierte Zeiträume vor der Entzündung schützen. Darüber hinaus soll die Beschichtung im normalen Betrieb sowohl die Eigenschaften als auch die Oberflächenqualität eines rein dekorativen Anstrichsystems aufweisen.

Zielsetzung

Die Umsetzung der Brandschutzanforderungen bei der Neuerrichtung oder Umnutzung von Gebäuden fokussiert in Deutschland zunächst auf die einzusetzenden Baustoffe und ihre Brennbarkeit und auf den Feuerwiderstand der Bauteile entsprechend dem jeweiligen Risiko. Dieses Risiko wird indirekt über die Gebäudeklassen der Landesbauordnungen und die Richtlinien für Gebäude besonderer Art und Nutzung beschrieben. In Bauwerken der Gebäudeklassen 1 bis 3 bestehen kaum Anforderungen, die eine Verwendung von Holz als Konstruktions-

und Ausbauwerkstoff einschränken. Lediglich die Forderung einer Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten existiert, die mit Holz problemlos durch eine entsprechende Bemessung unter Berücksichtigung des Abbrandes gewährleistet werden kann. In Bauwerken der 2002 neu eingeführten Gebäudeklasse 4 dürfen Holz oder Holzwerkstoffe zwar für tragende und aussteifende Bauteile verwendet werden. Um das bestehende Sicherheitsniveau zu erhalten, ist es jedoch erforderlich, das Holz mit einer „brandschutztechnisch wirksamen Bekleidung“ zu versehen. Deren Aufgabe ist es, das Holzbauteil über einen definierten Zeitraum vor der Entzündung zu schützen. Nach DIN EN 13501-2 gilt dies als gewährleistet, wenn die Holzoberfläche eine Temperatur von 270 °C nicht überschreitet.

Nach aktuellem Stand der Technik kommen dafür Bekleidungsmaterialien wie Gipsfaserplatten infrage. Ein wesentlicher Nachteil dieser Bauweise ist, dass der natürliche Charakter des Baustoffs Holz verloren geht. Zudem ist die Kapselung der Bauteile mit einer Bekleidung aufwendig und kostenintensiv. Insbesondere die Anschlussbereiche sind aufgrund der Setzungen des Holztragwerks problematisch. Nach derzeitigem Stand der Technik ist es jedoch noch nicht möglich, das gleiche Ziel mit einem Beschichtungssystem zu erreichen.

Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen

Seit den siebziger Jahren werden dämmschichtbildende Brandschutzbeschichtungen in zunehmendem Umfang zum Schutz tragender Bauteile eingesetzt. Sie schützen den Baustoff und das Bauteil im Brandfall über einen definierten Zeitraum vor übermäßiger Temperaturbeanspruchung. Die größte Verbreitung weisen Systeme zum Schutz von Stahlbauteilen auf. Ein ähnliches Verfahren wird auch zum Schutz von Holzbauteilen eingesetzt. Ziel ist hier jedoch nicht die Erhöhung der Feuerwiderstandsdauer, sondern die Reduktion der Brennbarkeit des Baustoffes von normal entflammbar zu schwerentflammbar.

Moderne Brandschutzbeschichtungen bieten eine Reihe von Vorteilen im Vergleich zu anderen Lösungen. Sie können teilweise Funktionen dekorativer Anstrichsysteme wie Farbe, Optik, Korrosionsschutz etc. übernehmen. Die Anwendung von Brandschutzbeschichtungen erhöht im Vergleich zu Bekleidungen kaum die Abmessungen des zu schützenden Bauteils. Außerdem werden praktisch keine zusätzlichen Lasten

in die Konstruktion eingetragen. Die Applikation der Systeme ist durch Airless-Spritzgeräte einfach und effizient realisierbar. Durch Brandschutzbeschichtungen wird die Ästhetik einer Konstruktion nur wenig beeinträchtigt, und eine nachträgliche Ertüchtigung von Bauteilen ist einfach möglich. Vergleichbare Systeme, die den Feuerwiderstand von Holzkonstruktionen deutlich erhöhen oder sogar die Entzündung über definierte Zeiträume verhindern, existieren bislang nicht.

Hierfür sind zwei wesentliche Ursachen zu nennen. Zum einen bestand nach alter MBO keine Notwendigkeit für derartige Beschichtungen. Demnach durften in Deutschland Holzbauteile lediglich bei Gebäuden bis zu einer Fußbodenhöhe von 7 m des obersten Aufenthaltsraumes verwendet werden. Dies entspricht einem Haus mit 3 Geschossen. Die wesentliche Anforderung für diese Gebäude war und ist auch weiterhin F30-B. Die einfachste und wirtschaftlichste Möglichkeit dieser Anforderung zu genügen, ist eine entsprechende Dimensionierung des Bauteils (vgl. Bemessung von Bauteilen nach DIN 4102-4/A1). Die Verwendung von Holzbauteilen bei Gebäuden mit mehr als drei Geschossen ist erst mit der Verabschiedung der MBO in 2002 und der Musterholzbaurichtlinie (vgl. Musterholzbaurichtlinie) möglich geworden.

Die zweite Ursache ist chemischer Natur. Das Funktionsprinzip der existierenden Dämmschichtbildner ist chemisch gesehen sehr ähnlich, unabhängig davon, ob das System für den Stahl- oder Holzbereich Anwendung finden soll. Diese Systeme reagieren in einem Temperaturbereich zwischen 180 °C und 200 °C. Diese relativ hohe Temperatur ist für ein Stahlbauteil noch unkritisch, für Holz hingegen nicht.

Stand der Technik von Brandschutzbeschichtungen

Dämmschichtbildende Beschichtungen gehören zur Klasse der „intelligenten“ Anstrichsysteme. Sie reagieren auf eine Änderung der Umgebungsbedingungen wie die Erhöhung der Temperatur durch Feuer. Wird eine Grenztemperatur überschritten, bilden diese eine voluminöse Kohlenstoffschicht aus. Diese Schicht schützt aufgrund ihrer geringen Wärmeleitfähigkeit das darunterliegende Material vor weiterer Temperatureinwirkung. Die Dämmschicht wird im Brandfall durch eine Reihe temperaturabhängiger chemischer Reaktionen ausgebildet. Dämmschichtbildner müssen dazu aus den folgenden Komponenten bestehen: Bindemittel, Gasbildner, Kohlenstoffquelle und einem sauren Katalysator. Der Reaktionsablauf lässt sich vereinfacht wie folgt beschreiben. Mit steigender Temperatur wird zunächst eine Säure freigesetzt. Diese setzt durch katalytische Dehydratisierung Kohlenstoff aus der Kohlenstoffquelle frei. Parallel bilden sich durch thermische Zersetzung des Treibmittels gasförmige Produkte, welche die verkohlte Kohlenstoffquelle aufschäumen und einen isolierenden Kohlenstoffschaum ausbilden. Entschei-

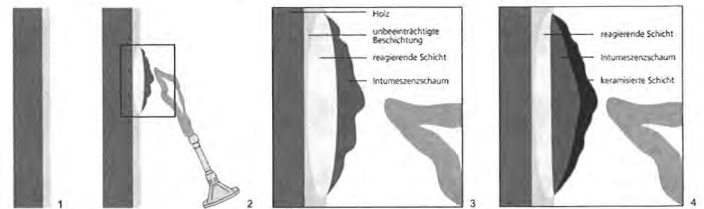


Bild 1: Wirkungsmechanismus von dämmschichtbildenden Beschichtungssystemen

dend dabei ist, dass diese Reaktionen mit dem Erweichen der Bindemittelmatrix zusammenfallen. Sofern die Abfolge der Reaktionen zeitlich übereinstimmt, bildet sich eine voluminöse Dämmschicht aus Kohlenstoff.

Die Dicke dieser Schicht hängt im Wesentlichen von der Ausgangsschichtdicke und der jeweils verwendeten Gasbildungsreaktion ab. Herkömmliche Dämmschichtbildner sind allerdings in der Dicke der Kohlenstoffschicht beschränkt, da sie über nahezu keine mechanische Festigkeit verfügen.

Chemische Entwicklungsarbeiten

Im Rahmen der unterschiedlichen Entwicklungsschwerpunkte wurden mittlerweile circa 1200 verschiedene Formulierungen von Brandschutzbeschichtungen hergestellt und untersucht. Eine ausführliche Darstellung aller Einzelergebnisse ist an dieser Stelle nicht möglich. Die Arbeiten werden daher anhand ausgewählter Beispiele dargestellt.

Ausgehend von Entwicklungsarbeiten zu den keramisierenden Elastomeren (KE), die im Bereich der Raketentechnologie zum Schutz der Brennkammern eingesetzt werden, wurden zunächst Modifikationen an der Zusammensetzung vorgenommen. Ziel dieser ersten Arbeiten war es, die KE an die Anwendung als Holzbeschichtung anzupassen. Die als KE eingesetzten hochgefüllten Polybutadien Schichten, die in den Verbrennungskammern der Raketentriebwerke für eine aus-

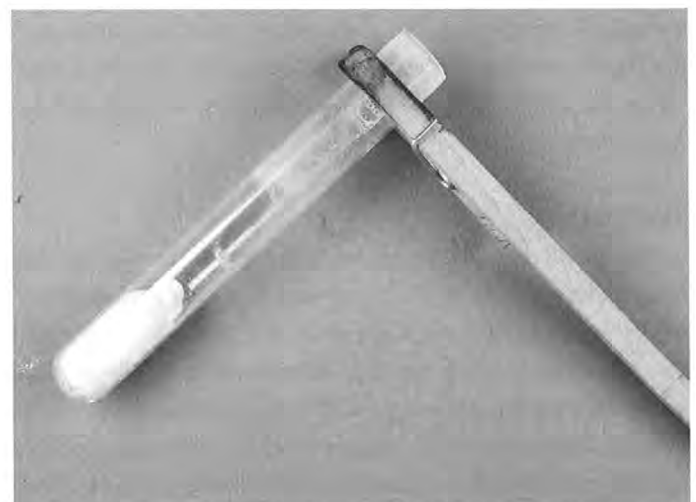


Bild 2: Aufschäumverhalten keramisierender Mischungen im Reagenzglas

reichende Schutzwirkung sorgen, sind mehrere Millimeter dick. Die auf Holz aufgetragenen Schichten der KE bildeten bei den durchgeführten ersten Brandversuchen eine keramische Schutzschicht aus, die das Holz vor der direkten Flammeneinwirkung schützte. Die Isolationswirkung dieser leicht aufgequollenen porösen Keramik reichte aber nicht aus, um das Holz über einen längeren Zeitraum vor einer Erwärmung auf Temperaturen über 270 °C zu schützen. Um die benötigte Isolierwirkung zu erzielen, musste eine deutlich dickere Schicht ausgebildet werden. Berechnungen und Versuche zur Wärmeleitfähigkeit zeigten, dass eine Schicht von der Härte einer Keramik, aber mit deutlich geringerer Wärmeleitfähigkeit als die aus den KE entstehende benötigt würde. Zur Reduzierung der Wärmeleitfähigkeit sollte die Keramik als poröse, voluminöse Masse ausgebildet werden. Um dies zu erreichen, wurde eine umfangreiche Versuchsreihe mit verschiedensten gasbildenden Reaktionen als Volumenbildnern durchgeführt. Die Reaktion, welche zur Aufschäumung führen sollte, musste energiereich genug sein, um die relativ schweren prekeramischen Bestandteile zu bewegen. Sobald diese eine ausreichende Aufquellung erreicht hatten, sollte durch Reaktion der prekeramischen Bestandteile untereinander eine Verfestigung durch Ausbildung einer echten Keramik oder keramikähnlicher Strukturen erfolgen. In Versuchen im Reagenzglas wurden verschiedenste Varianten von Gasbildnern mit unterschiedlichen keramisierenden Mischungen entwickelt (vgl. Bild 2).

Diese nicht brennbare, mit geeigneter Wärmeleitfähigkeit ausgestattete Mischung wurde nun in verschiedene Harze eingearbeitet. Die Hauptaufgabe dieser Harze war zunächst nur das Fixieren und Zusammenhalten der keramisierenden Mischungen auf dem Substrat Holz. Es stellte sich heraus, dass die Eigenschaften der Harze einen wesentlichen Einfluss auf die Ausbildung der aufschäumenden Schutzschicht hatten. Nur wenige der untersuchten Harze erfüllten diese speziellen Anforderungen für ein funktionsfähiges Intumeszenzsystem. Viele Harze reagierten entweder mit den keramisierenden Mischungen, schon bevor diese ihre Wirkungstemperatur erreichten, oder verhinderten einen Aufbau der Schutzschicht völlig.

Aus den Versuchsreihen mit Silikon- und Polybutadienelastomeren ging unter Verwendung der entwickelten keramisierenden Pulver ein System hervor, das im Brandfall eine rein keramische Schutzschicht mit bereits sehr guten Isolations-eigenschaften ausbildete.

In Bild 3 ist ein solcher Probekörper mit einer ausgebildeten keramisierten Schutzschicht zu sehen. Diese Schicht ist sehr fest, jedoch auch recht dünn und spröde. Problematisch war, dass die Hitze der Flamme ungehindert bis zur nächsten Schicht vordringen konnte, sobald in der Deckschicht ein Defekt/Riss auftrat. Als Lösung dieser Problematik wurde die Idee verfolgt,

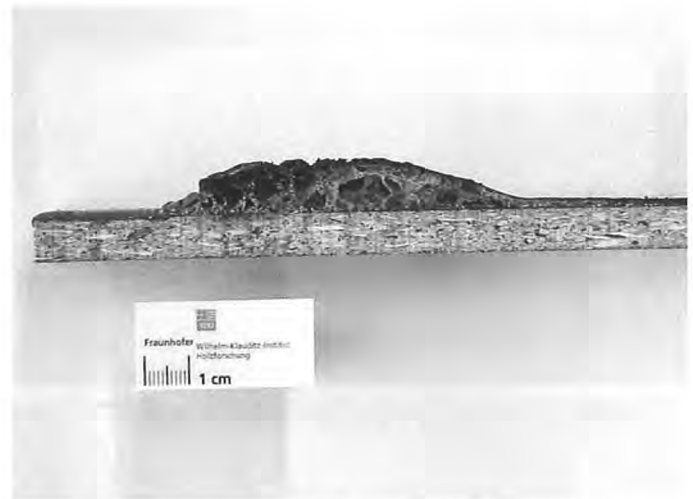


Bild 3: Probekörper mit dünner, keramisierter Schutzschicht

die Hohlräume zwischen den einzelnen Keramiksichten mit einem gut isolierenden Material auszufüllen. Dazu erschienen die bisher üblichen intumeszierenden und dämmschichtbildenden Materialien gut geeignet. Diese bilden lockere, mechanisch nicht stabile und leicht abtragbare Schichten aus. Durch die Kombination von keramisierenden Elastomeren oder keramischen Pulvermischungen mit dämmschichtbildenden Bindemitteln kommt es zu einer Stabilisierung der sich bildenden Kohlenstoffschäume durch Sinterung der keramischen Stoffe in der Kohlenstoffschäummatrix oder durch chemische Reaktion von keramischen Stoffen mit dem Kohlenstoff unter Ausbildung von Siliciumcarbid- oder Siliciumoxycarbid-Keramiken und keramischen Strukturen.

Ziel des Projektes war jedoch eine Hochleistungsbrandschutzbeschichtung mit den Eigenschaften einer dekorativen Holzbeschichtung. Zusätzlich zu der Funktion Brandschutz, welche zu diesem Zeitpunkt in gewissem Umfang gesteuert werden konnte, muss eine solche Beschichtung noch diversen weiteren Ansprüchen gerecht werden. Eine große Herausforderung war die Optik. Die bisher entwickelten Schichten waren für verdeckte Konstruktionen akzeptabel, für ein sichtbares Holzbauteil erfüllten sie aber nicht die Ansprüche der Anwender. Auch musste die Beschichtung hinsichtlich der Applizierbarkeit so weiterentwickelt werden, dass eine Verarbeitung mit gängigen Verfahren möglich wurde. Viele weitere Eigenschaften wie Abrieb- und Kratzfestigkeit, Feuchtebeständigkeit und Transparenz mussten ebenfalls berücksichtigt werden. Um die Lackeigenschaften wie Haftung, Blockfestigkeit, aber auch Verarbeitbarkeit, gewährleisten zu können, musste die Harzbasis modifiziert und die vorliegenden Rezepturen hinsichtlich ihrer lackchemischen Eigenschaften ausformuliert werden. Zunächst lag der Schwerpunkt der weiteren Entwicklungsarbeiten allerdings auf der Senkung der Reaktionstemperatur der keramisierenden Mischungen durch gezielte Modifikation der

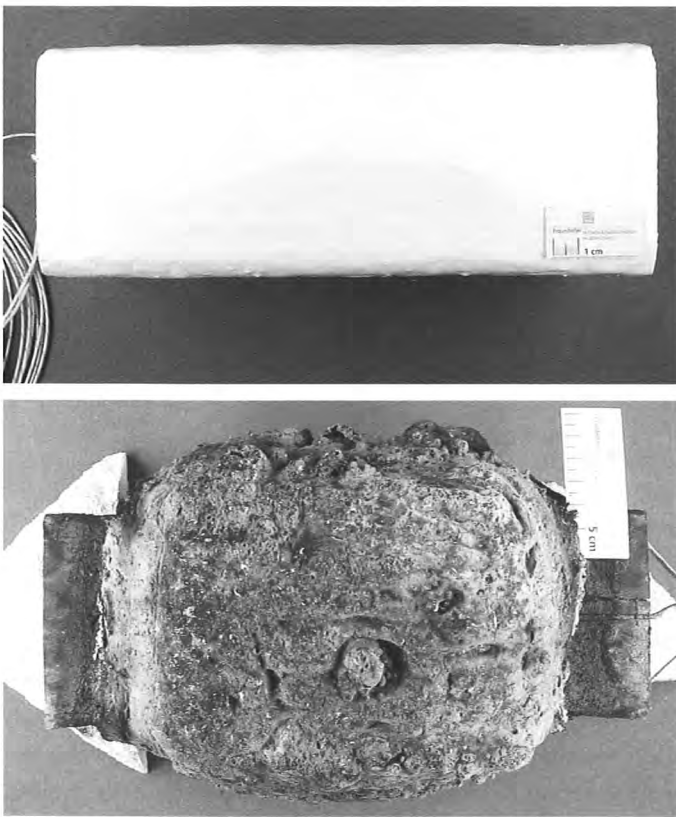


Bild 4: Probekörper vor und nach Ofenbrandversuch

verglasenden chemischen Bestandteile sowie der Gasbildner, so dass die entstehende Schutzwirkung zu einem möglichst frühen Zeitpunkt einsetzt.

Brandversuche

Begleitend zu den chemischen Entwicklungsarbeiten wurden Laborbrandversuche durchgeführt, um zeitnah Informationen über die Auswirkungen von Veränderungen in der Beschichtungsformulierung zu erhalten. Mit weiterem Projektfortschritt wurden die Laborbrandversuche durch Versuche mit Beistellproben in Normbrandversuchen abgelöst. Die Probekörper konnten in der Regel aufgrund der hohen Temperaturen im Brandofen nicht direkt im Anschluss an die Prüfungen ausgebaut, gekühlt und beurteilt werden. Daher wurden alle Proben mit Temperatursensoren versehen. In der einfachsten Ausführung wurden diese auf der Oberfläche des Holzes in der Grenzschicht zwischen Substrat und Beschichtung angeordnet. Als Beurteilungskriterium wurde eine kritische Holzoberflächentemperatur $T_{krit} = 270\text{ °C}$ in Anlehnung zum Kapselkriterium der DIN EN 13501-2 definiert.

Die Normbrandversuche mit Beistellproben wurden in Großbrandöfen unter Beflammung mit der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) durchgeführt. Als Probekörper wurden in der Regel Vollholzquerschnitte aus Fichte mit einem Querschnitt von $9 \times 9\text{ cm}^2$ und einer Länge von circa 25 cm verwendet. In die Mitte von drei der vier Längsseiten wurden Vertiefungen für Thermo-

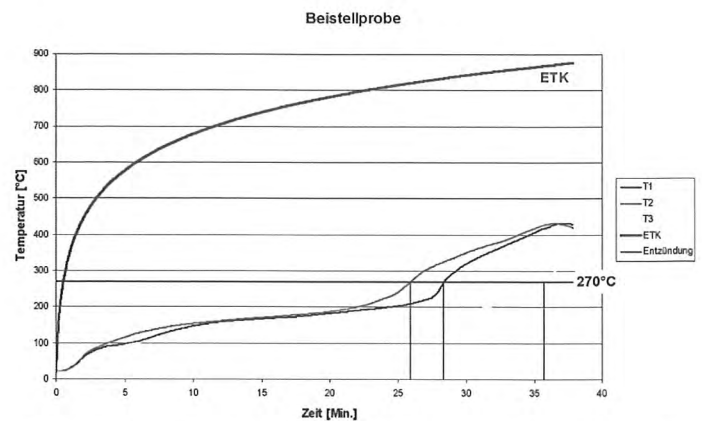


Bild 5: Temperaturverlauf eines Probekörpers während 30-minütiger ETK-Beflammung

sensoren gefräst, um die Grenzschichttemperaturen exakt an der Holzoberfläche der Probekörper aufnehmen zu können. Exemplarisch wird im Folgenden das Ergebnis eines Versuches dargestellt.

Es handelt sich hierbei um eine weiße, deckende Beschichtung mit der internen Laborbezeichnung S-20. Die Beschichtungsdicke betrug 1,5 mm. Auf dem rechten Bild ist gut zu erkennen, dass der Stützenabschnitt von der Schutzschicht eingehüllt ist. Die Aufschäumhöhe der Beschichtung nach Ende des Versuches betrug circa 4,0 cm. Im Laufe des Brandversuches war diese etwas höher und hat infolge einer Oxidation des Kohlenstoffes wieder abgenommen. In Bild 5 ist der zugehörige Temperaturverlauf der Thermosensoren in der Grenzschicht Holz – Beschichtung aufgezeigt.

Nach etwa 26 Minuten erreicht der Sensor 2 als erster die Entzündungstemperatur von 270 °C . Auf Basis der Vorüberlegungen ist daher anzunehmen, dass das Bauteil etwa ab dieser Zeit durch Temperatureinwirkung geschädigt wurde. Die beiden weiteren Thermosensoren erreichen diesen Grenzwert nach 28 und 36 Minuten. Dieser zeitliche Unterschied ist auf Unregelmäßigkeiten in der Holzsubstanz und der Beschichtungsdicke zurückzuführen. Bei einem Vergleich der gemessenen Temperaturwerte der

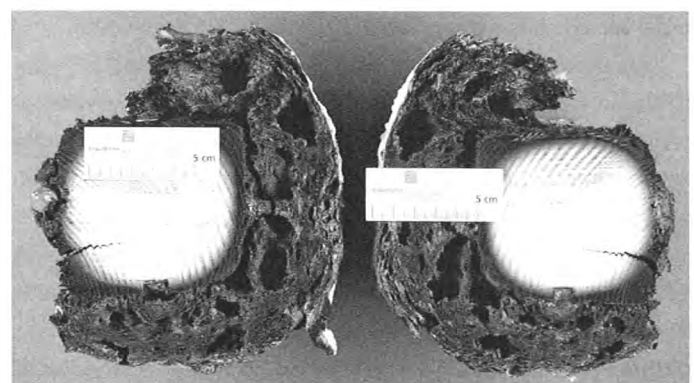


Bild 6: Schnitt durch den Probekörper nach der thermischen Belastung

jeweiligen Sensoren mit den mikroskopischen Untersuchungen zum Pyrolyseverhalten an diesen Stellen zeigt sich eine gute Korrelation von gemessener Temperatur und Pyrolyse.

Zu den Laborversuchen im Kleinmaßstab wurden abschließend zum Beleg Brandversuche an Ausschnitten von Holzkonstruktionen im Realmaßstab durchgeführt.

Im Folgenden wird ein Brandversuch an einem Lenoplan-Wandelement der Firma finnforest merk erläutert. Das Bauteil bestand aus einer 81 mm dicken Massivholzplatte aus kreuzweise verleimten Fichtenholzlamellen.

Das Wandelement der Größe $b \times h = 70 \times 100 \text{ cm}^2$ wurde im Kleinbrandofen eingebaut und unter ETK-Beanspruchung beflammt.

Um die Grenzen der Leistungsfähigkeit der Beschichtung zu untersuchen, wurde die Beschichtungsdicke auf 3 mm erhöht. Derartige Beschichtungsdicken sind von Stahlbrandschutzbeschichtungen bekannt. Im Bereich der Holzbeschichtungen sind sie eher ungewöhnlich. Eine Anwendung kommt nur als deckende Beschichtung infrage, so dass der Betrachter die Dicke der Beschichtung nicht wahrnimmt. Entsprechend dem üblichen Versuchsaufbau sind in der Grenzfläche von Holzoberfläche und Beschichtung insgesamt 6 Thermoelemente angebracht, um die Entwicklung der Oberflächentemperatur über die Zeit aufzunehmen. Das Bauteil konnte während des Versuches durch ein eingebautes Fenster im Brandofen beobachtet werden. Nach 2 Minuten begann die Beschichtung vollflächig aufzuschäumen und bildete eine Schutzschicht auf dem Holzbauteil. Die maximale Dicke der aufgeschäumten Schicht betrug geschätzte 15 cm. Etwa in der 20. Versuchsminute ist ein Glühen in der Fuge Wandbauteil – Ofen zu erkennen. 5 Minuten später sind erste Flammen in der Nähe der Fuge zu beobachten, die sich langsam ausbreiten. Nach 40-minütiger Beflammung wird der Versuch abgebrochen. Die Temperaturen im Brandraum betragen zu diesem Zeitpunkt circa $900 \text{ }^\circ\text{C}$. Den Temperaturverlauf der Thermoelemente zeigt Bild 7.

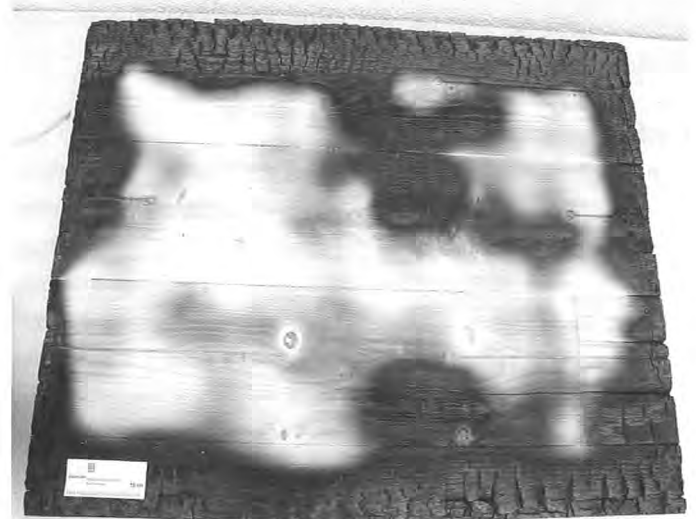


Bild 8: Oberfläche der geprüften Wand nach dem Entfernen der Schutzschicht

Bei zwei Thermoelementen wurde nach etwa 35 Minuten eine Überschreitung der Entzündungstemperatur festgestellt. Zwei weitere Thermoelemente folgten bis zur 38. Minute, die beiden anderen Thermoelemente liegen deutlich darunter. Zum Vergleich ist die Temperaturzeitkurve im Brandraum (ETK) eingezeichnet.

Nach Entnahme des Probekörpers aus dem Brandofen und Entfernen der Schutzschicht war teilweise unreaktiertes Beschichtungsmaterial auf der Holzoberfläche vorhanden. Bild 12 zeigt den Probekörper nach dem Brandversuch. Mittels eines Flächenschleifautomaten wurden $0,2 \text{ mm}$ von der Holzoberfläche abgeschliffen. Gut zu erkennen ist, dass die mittigen Bereiche des Probekörpers nahezu keine Pyrolyse aufweisen. Lediglich in den Randbereichen ist die Pyrolyse stärker ausgeprägt und erreicht eine Tiefe von circa 5 mm . Dies stimmt mit den Versuchsbeobachtungen und dem Verlauf der Temperaturmessungen überein. Offensichtlich ist die Ursache für diese Pyrolyse durch Randeffekte hervorgerufen worden. Ein zusätzlicher Temperatureintrag in das Bauteil durch die anschließenden massiven Ofenwände oder ein nicht ausreichend geschützter Eckbereich des Bauteils werden die Ursachen sein.

Der Versuch zeigt, dass die Beschichtung durchaus in der Lage ist, Holzbauteile über circa 45 Minuten vor der Entzündung zu schützen. Allerdings ist die Ausgangsschichtdicke der Brandschutzbeschichtung mit circa 3 mm relativ dick. Dabei ist zu beachten, dass nicht das gesamte Material aufgeschäumt ist, sondern ein Teil nicht reagiertes Material nach Versuchsende auf der Holzoberfläche vorhanden war. Um diesen Anteil kann die Beschichtungsdicke reduziert werden, ohne dass schlechtere Ergebnisse als die vorliegenden zu erwarten wären. Dennoch ist eine weitere Reduktion der Schichtdicken bei gleichzeitiger Erhöhung der Brandschutzleistung auf 60 Minuten Entzün-

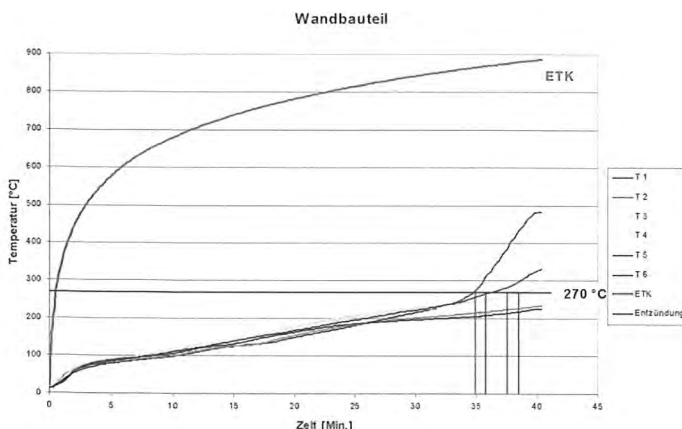


Bild 7: Temperaturentwicklung der Holzoberfläche

Brandschutz ein Ziel für weiterführende Forschungen auf diesem Feld.

Lackeigenschaften

In der Entwicklung stand zunächst die Brandschutzleistung im Vordergrund. Parallel dazu wurden im Labormaßstab einfache Versuche zur Beurteilung der sonstigen Lackeigenschaften vorgenommen. Aufwendigere Prüfverfahren wurden erst eingesetzt, nachdem hinsichtlich der Brandschutzleistung vielversprechende Formulierungen entwickelt waren. Ab diesem Zeitpunkt wurden zunehmend auch Eigenschaften wie Herstellungsprozess, Lagerfähigkeit, Applizierbarkeit sowie optische und mechanische Eigenschaften interessant. Ein besonderer Fokus lag dabei auf der Verschleißfestigkeit und der Feuchteresistenz der Beschichtungen. Durchgeführte Untersuchungen zur Beurteilung der mechanischen Eigenschaften waren Verschleißverhalten nach der Taber-Methode entsprechend EN 13329, Dauerlastversuche sowie Versuche mit der fallenden Kugel nach DIN EN 438. Die Feuchteresistenz wurde mittels Wasserlagerung in Anlehnung an DIN EN ISO 2812-2 ermittelt.

Zur Beurteilung der Rissneigung und dem Abplatzen bei mechanischer Belastung wurde zunächst ein Kugelfalltest in Anlehnung an DIN EN 438 durchgeführt. Dabei wurde eine Stahlkugel mit einem Gewicht von 324 g aus verschiedenen Höhen auf die beschichteten Probekörper fallen gelassen. Um den Einfluss des weichen Holzes auszuschließen, wurden die Untersuchungen auf Stahlplatten durchgeführt. Die Beschichtungsdicke wurde zu 1 mm gewählt. Im Anschluss an den Fallversuch wurden die Proben optisch auf Risse und Abplatzungen untersucht. Außerdem wurde der Durchmesser der Einschlagstelle bestimmt.



Bild 10: Belastungstest mit 100 kg Gewicht pro Probe

Die Stahlkugel wurde aus der maximal möglichen Höhe von zwei Metern auf die Oberfläche fallen gelassen. Der Einschlagsbereich wurde im Vorfeld nach Rissfreiheit ausgewählt. Dennoch kann ein negativer Einfluss auf das Ergebnis durch Störungen in den Schichten (Blasen, Risse etc.) nicht ausgeschlossen werden. Probekörper mit der Beschichtung S11 zeigten dabei Abplatzungen teilweise bis zur Grundierung und damit ein deutlich schlechteres Ergebnis als die Proben mit der Formulierung S20. Diese zeigten ein relativ gutes Verhalten bei dieser Beanspruchung. So wurden lediglich leichte Abplatzungen der Deckschicht festgestellt und die Neigung zur Rissbildung war gering ausgeprägt. Die Durchmesser der Einschlagstellen lagen bei etwa 10 mm.

Zur Einordnung der Versuchsergebnisse können Laminatböden dienen. Qualitativ hochwertige Laminatböden schaffen es, bei dieser Versuchsanordnung eine Fallhöhe von zwei Metern ohne Risse oder Abplatzungen zu überstehen.

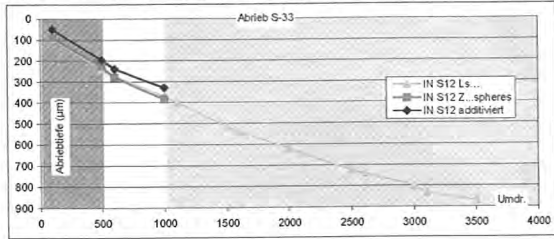
In weiteren Versuchen wurde die Druckstabilität der Schichten untersucht. Dazu wurden Stahlplatten mit der beschichteten Seite auf eine Holzunterlage mit den Abmessungen 250 x 100 mm² gelegt, so dass die Probekörper über den Rand der Holzunterlage ragten. Als Belastung wurde auf die Rückseite ein Gewicht von je 100 kg aufgebracht. Diese Belastung wurde über 24 Stunden aufrechterhalten. Nach dem Entfernen der Gewichte wurden die Probekörper unverzüglich optisch auf Abdrücke und Beschädigungen untersucht.

Insbesondere das System S11 ist sehr druckstabil. Eine optische Veränderung wurde bei diesen Probekörpern nicht festgestellt. Bei den Probekörpern mit dem System S20 wurde ein leichter Eindruck festgestellt. Allerdings blieb die Deckschicht unzerstört. Insgesamt lässt sich feststellen, dass die Systeme den Belastungen aus Stoß- und Druckbeanspruchungen gut widerstehen können.

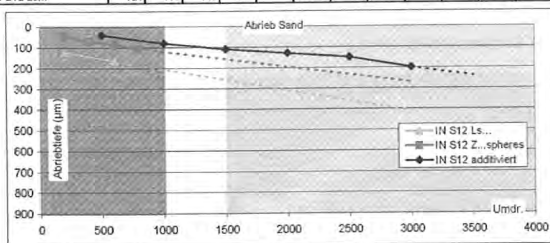


Bild 9: Kugelfalltest in Anlehnung an DIN EN 438

Itd. Nr.	Beschreibung	Prüfverfahren: Abrieb mit Schleifpapierstreifen S33, Wechsel Je 500 Umdr.													
		Abrieftiefe in µm (s. Bemerkung)													
		100	500	600	1000	1100	1500	1800	2000	2100	2500	2800	3000	3100	3500
1	IN S12 additiviert	50	195	240	330										
2	IN S12 Z...spheres	90	225	280	385										
3	IN S12 Ls...	95	240	275	370	400	515	540	620	645	725	740	800	835	870



Itd. Nr.	Beschreibung	Prüfverfahren: Abrieb mit Falling Sand-Verfahren (Treibacher Sand)													
		Abrieftiefe in µm (s. Bemerkung)													
		200	400	500	600	800	1000	1500	2000	2500	3000				
1	IN S12 additiviert				40			80	110	130	150	200			
2	IN S12 Z...spheres		45	70		85	105								
3	IN S12 Ls...	120	160	140	185										



Bemerkung: Abrieb S-33, alle Muster wurden bis zum Durchrieb (IP) geprüft.
 Abrieb Sand, kein Muster wurde bis zum Durchrieb (IP) geprüft.

= ungenügend
 = ausreichend
 = im oder über dem Durchschnitt

Bild 11: Versuchsergebnisse zur Kratz- und Abriebfestigkeit

Die Versuche zur Abrieb- und Kratzfestigkeit der Beschichtungssysteme wurden nach dem Taber-raser-Verfahren und dem Falling-sand-Verfahren durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 11 dargestellt. Nicht genau festzulegen sind die Anforderungen für Parkettböden, die auf diesen sogenannten Abriebtests basieren. Die in der Grafik farblich eingezogenen Grenzen sind als Anhaltswerte zu verstehen, um die Beschichtung grob positionieren zu können.

Die Empfindlichkeit eines Brandschutzanstriches gegenüber Feuchtigkeit wird in hohem Maße durch die Wasserlöslichkeit der Chemikalien und brandschutztechnisch wirksamen Zuschlagstoffe beeinflusst. Die halogenfreien, phosphorasierten Flammenschutzmittel sind anorganisch/organische Stoffe. Kommerziell verfügbar sind Ammoniumpolyphosphate (APP) mit geringer Wasserlöslichkeit (0,5 g/100 ml) und melaminbeschichtete Ammoniumpolyphosphate mit sehr geringer Wasserlöslichkeit (0,05 g/100 ml). Neben APP wurde in den unterschiedlichen Formulierungen häufig Pentaerythritol mit vier Hydroxylgruppen eingesetzt. Die Wasserlöslichkeit kann gesenkt werden, sofern Di- oder Tri-pentaerythritol verwendet wird. Weitere Pigmente, die die Witterungsstabilität beeinflussen, sind Titandioxide.

Ein im Rahmen der Arbeiten verfolgter Entwicklungsansatz war die Einkapselung von wasserempfindlichen Substanzen analog der kommerziell verfügbaren melaminbeschichteten APP.

Bekanntere Methoden sind Mischer-Granulierer Prozesse mit Spritzbeschichtung im Nassbett oder chemische Prozesse.

Ein grundsätzliches Problem bei diesen Methoden ist die Wirtschaftlichkeit, da verschiedenste Prozessschritte, verbunden mit Trockenzeiten, Reinigung der Materialien und Geräte etc., notwendig sind. Darüber hinaus werden noch verschiedenste Nebenprodukte und Abfälle produziert, die entweder recycelt oder aufwendig deponiert werden müssen. Daher wurde bei den durchgeführten Untersuchungen auf den Hybridizer-Prozess gesetzt. Dieser Prozess arbeitet in der Trockenphase und erlaubt die Kombination verschiedenster Stoffe (Partikel) mit ihren jeweiligen gewünschten Eigenschaften zu neuen hybriden Stoffkombinationen. Im Hybridizer-Prozess können Partikel mit einer Korngröße von 1,500 µm für das Kernpartikel und 0,1 – 50 µm für das Beschichtungspartikel verarbeitet werden.

Eine prinzipielle Prozessskizze ist in Bild 12 dargestellt. Die beiden Pulver auf der rechten Seite stellen die zu verarbeitenden Rohstoffe dar. In einem ersten Schritt erfolgt ein Vermischungsvorgang. Dies führt zu einer lockeren Pulverkombination. Nach dem eigentlichen Prozessschritt sind in der Theorie die kleineren Hüllpartikel mechanisch auf dem größeren Kernpartikel fixiert. Eine Separierung kann jetzt nur noch durch mechanische Kräfte erfolgen. In darauffolgenden Schritten ist es möglich, weitere Schichten auf das Hybridpulver aufzubringen. Derzeit ist noch gar nicht abschätzbar, welche Stoffkombinationen überhaupt verarbeitet werden können. Hier sind zukünftig noch umfangreiche Tests notwendig.

An die Hüllpartikel, die die wasserempfindlichen Stoffe einkapseln sollten, wurde die Anforderung definiert, dass sie zum einen das empfindliche Kernpartikel gegen Feuchtigkeit schützen müssen und zum anderen entweder zum Intumeszenzprozess beitragen oder diesen zumindest nicht behindern sollten.

In einem ersten Schritt wurden kommerziell verfügbare Natriumhydrogenkarbonat-Pulver als empfindliche Kernpartikel genutzt. Als Hüllpartikel wurde Carnauba-Wachs verwendet. Das Carnauba-Wachs zeichnet sich durch einen Schmelzpunkt von circa 72 °C aus, so dass theoretisch das Kernpartikel ab circa 72 °C wieder freigegeben wird. Um die Partikelgrößen anzupassen, wurde das Wachs in mehreren Schritten aufgemahlen. Die

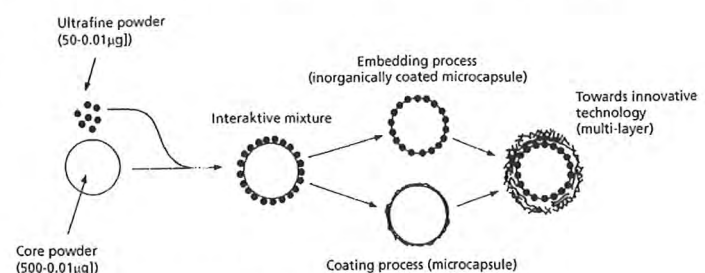


Bild 12: Schema des Beschichtungsprozesses

Tabelle: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse von unbeschichtetem und beschichtetem Natriumhydrogenkarbonat

	pH-Wert in destilliertem Wasser	Verhalten in einer 0,1 molaren Salzsäurelösung
NaHCO ₃	8.4	Auflösung unter Blasenbildung
Carnauba Wachs	7.2	keine Auffälligkeiten
NaHCO ₃ beschichtet mit Carnauba-Wachs (10 g auf 100 g)	7.3	keine Auffälligkeiten

Herstellung der Hybridpulver erfolgte in einem Massenverhältnis von 10 Teilen Carnauba-Wachs auf 100 Teile von Natriumhydrogenkarbonat in einem Typ 0 Hybridizer. Um die Effizienz des Prozesses zu überprüfen, wurde zunächst eine einfache Testmethode eingesetzt. Jeweils 1 g der Rohstoffe und des Hybridpulvers wurden in 50 g Wasser eingerührt. Im Anschluss wurde der pH-Wert bestimmt. In weiteren Tests wurde das Wasser gegen eine 0,1-mol-Salzsäure ausgetauscht.

Die Ergebnisse waren sehr vielversprechend. Natriumhydrogenkarbonat und Carnauba-Wachs zeigten in Wasser typische pH-Werte. Beim Hybridpulver wurde lediglich eine leichte Veränderung des pH-Wertes beobachtet.

Unbeschichtete Natriumhydrogenkarbonat-Partikel lösen sich in Wasser und setzen gasförmiges Kohlendioxid frei. Dieser Prozess wird in saurem Milieu zusätzlich beschleunigt. Dieses Phänomen tritt ebenfalls auf, wenn die Brandschutzbeschichtung Wasser aufnimmt.

Das mikrobeschichtete Natriumhydrogenkarbonatpulver weist dagegen sogar bei niedrigen pH-Werten eine hohe Stabilität auf und behält seine Wirksamkeit als Treibmittel.

Bei Erhitzung bis zu einer Temperatur von circa 80 °C wird das Wachs aufgeschmolzen, und die erwünschte Gasbildungsreaktion kann starten. In der Tabelle sind die Untersuchungsergebnisse nochmals zusammengefasst.

Die Hybridpulver wurden auch in einem Rasterelektronenmikroskop untersucht. Im Vergleich zum unbeschichteten Pulver (vgl. Bild 13) ist die Carnauba-Beschichtung offensichtlich erkennbar (vgl. Bild 14).

In weiteren Untersuchungen wurde ein Ammoniumpolyphosphat (APP) mit einer Ausgangskorngröße von 100–200 µm mit 1, 2, 3, 4 und 5 Gewichts-Prozent Melamin mit einer Korngröße von 20–50 µm beschichtet. Die Brandschutzleistung wurde durch die Beschichtung sogar leicht verbessert im Vergleich zu einem unbeschichteten APP. Die räumliche Anordnung des APP und des Melamin dürfte hierbei eine entscheidende Rolle spielen, da Melamin im Intumeszenzprozess die Funktion der Gasbildung übernehmen kann.

Weitere Untersuchungen wurden mit APP (Korngröße 50 µm) mit einer Carnauba-Wachs Type (Schmelzpunkt 82–86 °C/



Bild 13: Natriumhydrogenkarbonatpulver (REM, 500-fache Auflösung)

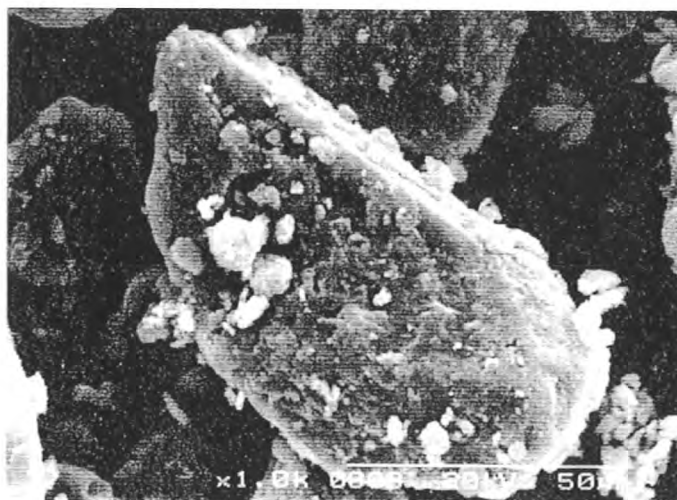


Bild 14: Beschichtetes Natriumhydrogenkarbonatpulver (REM, 1000-fache Auflösung)

Korngröße 5 µm) durchgeführt, um die Feuchtebeständigkeit zu erhöhen. Das Hybridpulver wurde in eine Formulierung eingearbeitet und künstlich nach EN 927-5 bewittert. Mittels Laborbrandversuchen wurde der Nachweis geführt, dass nur ein geringfügiger Verlust an Brandschutzleistung auftritt.

Neben der Wasserlagerung wurden weitere Versuche zur Bestimmung der Klimastabilität durchgeführt. So wurden Proben für sieben Tage bei einer Temperatur von 20,5 °C und einer relativen Luftfeuchte von 98,3 % in einem Klimaschrank gelagert. Hier zeigte sich, dass die Formulierungen mit beschichtetem APP nach den sieben Tagen eine bessere Brandschutzleistung hatten als die Formulierungen mit unbeschichtetem APP (Bild 17). Die Untersuchungen müssen allerdings noch weiter vertieft werden, da die Datenbasis für gesicherte Aussagen derzeit noch zu dünn ist.

Zusammenfassung der Ergebnisse

Für die im Rahmen der über sechsjährigen Forschungstätigkeit entwickelten Formulierungen konnten in verschiedens-

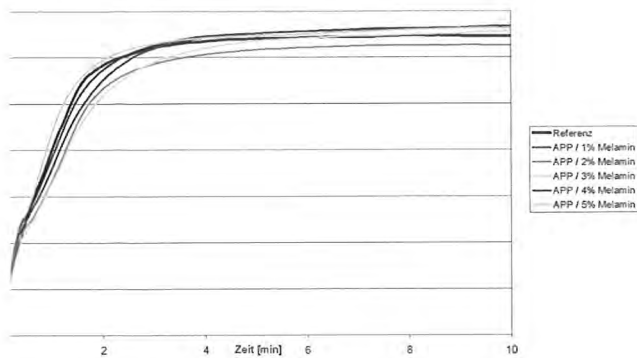


Bild 15: Brandschutzleistung von Beschichtungen mit melaminbeschichtetem Ammonium-Polyphosphat

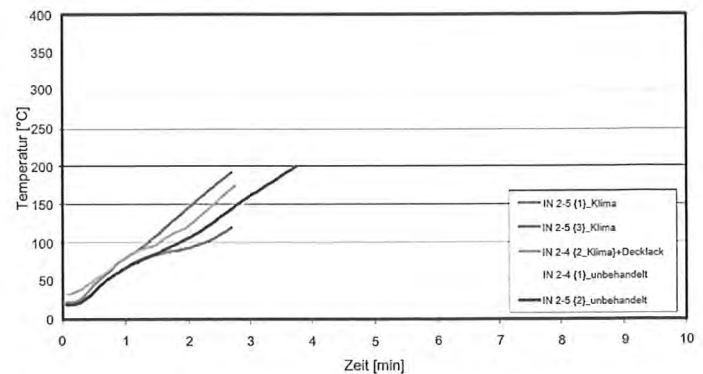


Bild 17: Brandschutzleistung nach Lagerung im Klimaschrank (20,5 °C, 98,3 % relative Luftfeuchte)

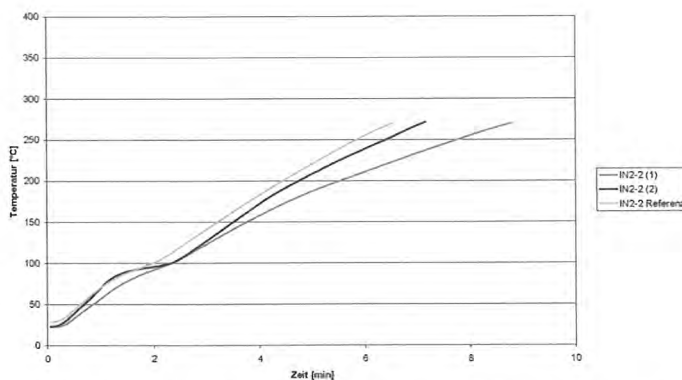


Bild 16: Brandschutzleistung Formulierung IN2-2 mit beschichtetem und unbeschichtetem Ammonium-Polyphosphat

ten Versuchen und Experimenten sehr gute Eigenschaften nachgewiesen werden. Im „kalten“ Gebrauchszustand sind sie erheblich leistungsfähiger als die bisher verfügbaren Brandschutzanstriche. Im Vergleich zu den bekannten Systemen ist die Feuchtebeständigkeit erheblich verbessert. Sie bedarf allerdings weiterer Optimierung, verglichen mit einer rein dekorativen Beschichtung. Sofern die Anstriche durchgetrocknet sind, können sie durchaus feucht abgewischt werden, was bei den bisherigen Anstrichen undenkbar ist. Die mechanische Belastbarkeit ist sehr ordentlich, so erzielen die Anstriche beim Abrieb gute Resultate. Bei Stoßbelastungen mit einer Fallkugel erreichen sie Werte vergleichbar mit denen von Laminat. Auch die Oberflächenqualität ist gut.

Fazit und Ausblick

Diese innovative Technologie wird dem Werkstoff Holz neue Anwendungsbereiche erschließen und stellt den in der Praxis tätigen Unternehmen verbesserte Möglichkeiten zur Lösung brandschutztechnischer Problemstellungen zur Verfügung. Primäre Anwendungsgebiete sind zunächst der mehrgeschossige Holzbau, die Altbausanierung, die Umnutzung bestehender Gebäude sowie der Denkmalschutz. Durchgeführte Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen haben gezeigt, dass die entwickelte Technologie nicht signifikant teurer sein wird als die am Markt verfügbaren Brandschutzbeschichtungen für Stahl.

Dank

Die Autoren bedanken sich bei der Fraunhofer-Gesellschaft für die Förderung des strategischen Eigenforschungsvorhabens und beim VDI/VDE als Projektträger des BMWA für die Förderung des Innonet-Verbundvorhabens. Für die ausgezeichnete Zusammenarbeit in den Projekten bedanken sich die Autoren bei den Herren Prof. Hosser, Braunschweig, Prof. Marutzky, Braunschweig, Prof. Becker, Darmstadt, und Dr. Menke, Pfinztal, sowie bei den Unternehmen bambeau, finnforest merk, Hamberger, Holzbau Schmid, Induo Systemholztechnik, Treppenmeister, Odenwald Faserplattenwerk und Rütgers Organics.

Literatur

- [1] Camino, G.: Fire retardancy of polymers, the use of intumescence; The royal society of chemistry 1998
- [2] Deppe, H.-J.: Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer von Holzspanplatten; München: Holz-Zentralblatt, 1972
- [3] Di Blasi, Colomba: The state of the art of transport models for charring solid degradation. Polym. Int. 49: Society of Chemical Industry. 2000
- [4] Hall, G. S.: World Wide Research on fire and Behavior of timber and wood-based Materials. B.W.P.A. Annual Convention. 1971
- [5] Hellwig, M.: Zum Abbrand von Holzbrennstoffen unter besonderer Berücksichtigung der zeitlichen Abläufe, Dissertation 1988, Institut für Landtechnik der TU-München
- [6] Hossler, D.; Dehne, M.; Zehfuß, J.: Theoretische und experimentelle Grundlagenuntersuchungen zum Brandschutz bei mehrgeschossigen Gebäuden in Holzbauweise; Forschungsauftrag der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung unter Beteiligung des iBMB/MPA der TU Braunschweig sowie der VHT Heusenstamm; Stufe 1: Theoretische Grundlagenuntersuchungen, Stufe 2: Experimentelle Grundlagenuntersuchungen; Abschlussbericht Juli 2000
- [7] Huntierova, Z.: Abrandverhalten von Spanplatten. Hamburg: Springer Verlag. 1994
- [8] Kampmeier, B.; Kruse, D.: Sichere Holzkonstruktionen durch Hochleistungsbrandschutzbeschichtung. In: Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, iBMB, TU Braunschweig Heft 188, September 2005
- [9] Kollmann, Franz: Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, zweite Auflage, Springer Verlag 1951
- [10] Kollmann, Franz: Neuere Ergebnisse über das Verhalten von Holz und Holzbauteilen im Feuer. Heft 64/65. München: Holz-Zentralblatt. 1966
- [11] Leisewitz; Andre u.a.: Erarbeitung von Bewertungsgrundlagen zur Substitution umweltrelevanter Flammenschutzmittel; Berlin: Umweltbundesamt, 2000
- [12] Leonhardt, Th.: Seminarvortrag: Flammenschutz für Holzwerkstoffe. Offenbach: BHF-Chemie. 2001
- [13] Malhotra, H. L.: Fire behaviour and acceptability of timber. London: B.W.P.A. Annual Convention. 1979
- [14] Marutzky, Rainer: Erkenntnisse zur Schadstoffbildung bei der Verbrennung von Holz und Spanplatten, Habilitationsschrift 1991
- [15] Mikkola, E.: Charring of wood, Technical Research Centre of Finland, 1991
- [16] Patzak, W.: Zur Theorie des Brandgeschehens von Holz, VDI-Forschungsheft 552, Düsseldorf 1972
- [17] Riedel, Erwin: Anorganische Chemie: Walter de Gruyter, Berlin, New York 1990
- [18] Roberts, A.F.: The heat of reaction during the pyrolysis of wood, Combustion and Flame 17 (1971)
- [19] Scheer, C.: Bemessung von Holzkonstruktionen für den Brandfall nach DIN 4102-22. In: Tagungsband zum Seminar „Neue Regelungen und Innovationen im Holzbau– Chancen für die Praxis“, Darmstadt, Braunschweig, Berlin, April (2005)
- [20] Simon, Sebastian: Untersuchungen zur systematischen Entwicklung von intumeszierenden Hochleistungsbrandschutzbeschichtungen. Dissertation an der Technischen Universität Braunschweig. Fraunhofer IRB Verlag. 2006
- [21] Spearpoint, Michael John: Predicting the ignition and burning of wood in the cone calorimeter using an integral model. USA: Dissertation an der Universität von Maryland. 1999
- [22] Thole, Volker: Holzwerkstoffe – Ein weites Feld; Leinfelden: HK, 1999

Informieren Sie sich über die neuesten Entwicklungen der Holzbaubranche.
Jetzt abonnieren unter www.baufachmedien.de/bmh



BRUDERVERLAG

Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

Technik beherrschen Innovationen entwickeln Märkte erschließen



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Karl Rautenstrauch



Bauhaus-Universität Weimar
Institut für konstruktiven Ingenieurbau
Professur Holz- und Mauerwerksbau
Marienstraße 13A
99423 Weimar
Tel. 03643 58-4545
Fax 03463 58-4543

- | | |
|-----------|---|
| 1951 | Geboren in Hildesheim |
| 1970–1973 | Studium des Bauingenieurwesens an der FH Hildesheim |
| 1973–1979 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Hannover |
| 1979–1982 | Projektleiter in der technischen Abteilung der Philip Holzmann AG, Hauptniederlassung Hannover |
| 1982–1983 | Leiter der Fachgruppe Statik an der niedersächsischen Landesentwicklungsgesellschaft NILEG |
| 1983–1988 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bautechnik und Holzbau der Universität Hannover |
| 1989 | Promotion zum Dr.-Ing. an der Universität Hannover |
| 1989–1991 | Selbstständige Tätigkeit und leitender Angestellter in einem Ingenieurbüro im Raum Frankfurt/Main |
| 1991–1996 | Professor an der Fachhochschule Karlsruhe |
| seit 1996 | Inhaber des Lehrstuhls für Holz- und Mauerwerksbau, Bauhaus-Universität Weimar |
| seit 1997 | Prüfingenieur für Baustatik, Fachgebiete Massivbau & Holzbau |
| seit 2002 | Partner der Ingenieurgruppe hmr |

Holz-Beton-Verbund-Bauweise bei Schwerlastbrücken – Zum Tragverhalten und dem gebauten Pilotprojekt

1 Einleitung

Die aus der im 20. Jahrhundert massiv einsetzenden Entwicklung des motorisierten Straßenverkehrs resultierenden Anforderungen an Brückenbauwerke haben dazu geführt, dass sich heute der Holzbrückenbau in Deutschland fast ausschließlich auf Fuß- und Radwegbrücken beschränkt. Andererseits zeigen sowohl jüngste Entwicklungen im europäischen als auch viele in den circa letzten fünfzig Jahren im außereuropäischen Ausland gebaute Straßenbrücken, dass zum Beispiel mit Holz-Beton-Verbundbauweisen auch die heutigen, aus dem zunehmenden Schwerlastverkehr resultierenden, Anforderungen zuverlässig erfüllt werden können. Der Initiierung einer analogen Entwicklung des Holzbrückenbaus auch in Deutschland standen bisher der in den Nachkriegsjahren im Massiv- und Stahlverbund-Brückenbau erreichte international anerkannte, hohe Entwicklungsstand mit den daraus sich ergebenden Wettbewerbsvorteilen sowie die bisher fast gänzlich fehlenden Erfahrungen mit Holz-Beton-Verbund-Brückenbauweisen und vor allem auch die für die Herstellung großer geklebter Brettschichtholzquerschnitte bislang geltenden Einschränkungen entgegen. Mit der im Juli dieses Jahres nunmehr erfolgten bauaufsichtlichen Einführung der neuen Holzbaunorm DIN 1052:2008-12 sind aufgrund der darin enthaltenen Regelungen für die Herstellung sogenannter blockverklebter Brettschichtholzquerschnitte nunmehr zumindest in dieser Hinsicht erstmals günstigere Rahmenbedingungen vorhanden. Neben den sich ergebenden ökologischen Vorteilen zielt die Holz-Beton-Verbund-Bauweise insbesondere darauf ab, die positiven Materialeigenschaften des natürlichen Baustoffes Holz möglichst optimal auszunutzen, und greift damit moderne Entwicklungen im konstruktiven Holzbau und im Bereich der Holzwerkstofftechnologie zur Konzeption leistungsfähiger, symbiotischer Verbundquerschnitte aus Holz und Beton auf.

Der hier näher vorgestellte Holz-Beton-Verbund-Straßenbrückentyp weist in der Regel mindestens zwei massive BS-Holzauptträger auf, die mit einer überwiegend senkrecht dazu lastabtragenden, konventionellen Stahlbetonfahrbahnplatte nachgiebig verbunden werden. Bei den damit in Spannrichtung der Brücke entstehenden Holz-Beton-Verbundhauptträgern bildet die Stahlbetonfahrbahnplatte somit gleichzeitig auch den Druckgurt und der blockverleimte Brettschichtholzträger

den Steg. Der nachgiebige Schubverbund zwischen Druckgurt und Steg wird über in der Kontaktfuge angeordnete, spezielle Verbundelemente hergestellt. Diese Hybridbauweise ermöglicht durch das aus den Baustoffeigenschaften des Betons und des Holzes entstehende optimale Zusammenwirken die im Vergleich zu konventionellen Holzbrücken deutlich höheren Tragfähigkeiten sowie ebenfalls günstigere Gebrauchstauglichkeitseigenschaften.

Der vorliegende Beitrag informiert über die bei der Tragwerksplanung von Straßenbrücken in dieser neuen Hybridbauweise zu beachtenden Besonderheiten und stellt das gebaute Pilotprojekt vor.

2 Holz-Beton-Verbund im Brückenbau

2.1 Zur Entwicklung der Holz-Beton-Verbund-Brückenbauweisen

Wie bereits in [12 u. 13] dargelegt, begann die Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise im Straßenbrückenbau Mitte der dreißiger Jahre des vergangenen Jahrhunderts in Oregon, USA [1]. Zu dieser Zeit dominierten ungedeckte, billige Holzbrücken mit kurzer Lebensdauer den dortigen Brückenbestand. Das ursprüngliche Ziel der Entwicklung, kostengünstige Brücken mit kurzen Spannweiten und einer Lebensdauer von circa 40 Jahren zu erstellen, wurde weit übertroffen. Einige der etwa 200 in den Jahren 1934 bis 1954 in Oregon errichteten Holz-Beton-Verbundbrücken dienen bis heute als Straßenüberführung [2].

Aufgrund der ökonomischen Vorteile und der einfachen Herstellbarkeit dieser Hybridtragwerke wurden u. a. in Neuseeland [3], Australien [4] und Brasilien [5] Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken errichtet. Im europäischen Rahmen gab es neben Frankreich, Österreich und Italien vor allem aus der Schweiz und Finnland bedeutende Impulse zur Entwicklung dieser Hybridbauweise. Aufgrund der nationalen Ressourcen wird die Holzanzwendung im Bauwesen in diesen Ländern besonders protegiert. In der Schweiz entstanden mehrere interessante Tragwerke mit Spannweiten von bis zu 45 m [6], [7]. In Finnland wurde im Rahmen eines großen Forschungsprojektes ein Typenprojekt für Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken mit 4,50 bis 8,50 m Breite und Stützweiten von 10 bis 30 m entwickelt [8] und bei zahlreichen Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken mit geringen bis mittleren Spannweiten umgesetzt [9].

2.2 Vergleich mit konventionellen Brückenbauweisen

Die Holz-Beton-Verbundbauweise weist eine Reihe von konstruktiven Vorteilen im Vergleich zu konventionellen Holzbrücken auf. Die Betonplatte bietet dem darunterliegenden Holz einen idealen konstruktiven Schutz, wodurch eine Verdoppelung bis Verdreifachung der Lebensdauer, bezogen auf reine Holzbrücken, erwartet wird und gleichzeitig auch die Unterhaltungskosten sinken. Die Betonplatte erleichtert zugleich die Aufnahme der hohen Achslasten und Horizontallasten aus dem Straßenverkehr. Sie ermöglicht auch insbesondere die Anwendung der im Betonbrückenbau bewährten Konstruktionsdetails für Schrammborde, Geländer, Leitplanken, Fahrbahnübergänge und die Ausführung der bituminösen Abdichtung ohne zusätzlichen ingenieurtechnischen Adaptionaufwand.

Im Vergleich zu reinen Betonbrücken sind Holz-Beton-Verbund-Überbauten deutlich leichter und damit effizienter in ihrer Gesamttragfähigkeit. In [10] wurde der Nachweis erbracht, dass bei Verbundbrücken im Stützweitenbereich zwischen 10 m und 30 m die konstruktiv erforderliche Bauhöhe des Überbaues in etwa derjenigen von konventionellen Massivbrücken entspricht. Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen bestätigen der Holz-Beton-Verbund-Bauweise gute Marktchancen. Die Substitution von Stahl und Beton durch Holz ist, auch aufgrund der in jüngster Zeit erfolgten extremen Preissteigerungen auf dem Stahlmarkt, ein wesentlicher ökonomischer Vorteil. Auch der bei den Holzbauteilen erreichbare hohe Vorfertigungsgrad mit der daraus resultierenden Witterungsunabhängigkeit, das Entfallen aufwendiger Lehrgerüste etc. und den kurzen Montage- sowie Bauzeiten kann ganz wesentlich zur Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise beitragen. Neben dem Wirtschaftlichkeitsaspekt sprechen ökologische und ästhetische Gesichtspunkte für einen massiven Holzeinsatz. Einerseits können mit hybriden Lösungen vielgestaltige Bauwerksformen realisiert werden, die hohen architektonischen Ansprüchen an Ingenieurbauwerke genügen. Andererseits ist die Verwendung von Holz als einheimischem, nachwachsendem Rohstoff von großem öffentlichen Interesse. Die Holz-Beton-Verbundbauweise ist eine moderne, innovative Konstruktionsmethode, die die Kriterien der Nachhaltigkeit exzellent erfüllt. Erschöpfliche Ressourcen werden bei Hybridbrücken durch den nachwachsenden, einheimischen Rohstoff Holz bei Steigerung der Effizienz und Ästhetik und Beibehaltung sämtlicher Gebrauchstauglichkeitskriterien substituiert. Eine breite Anwendung der hölzernen Hybridbauweise im Straßenbrückenbau kann daher umfangreiche Umweltentlastungspotenziale erschließen. Insbesondere bei der hier ausschließlich betrachteten Ausführung der Hybridbrücken mit blockverklebten, hölzernen Hauptträgern wird ein massiver Holzabsatz ermöglicht. Die Entwicklung einer wirtschaftlichen hybriden Systemlösung für Holzbrücken mit Betondeckschicht

ist ein erster, aber entscheidender Schritt zur Öffnung des im Vergleich zu Fußgängerbrücken deutlich umfassenderen Marktes der Straßenbrücken für den Holzbau.

3 Entwurf und Bemessung von Holz-Beton-Verbund-Brücken

3.1 Grundlegende Untersuchungen

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens [10] sowie der damit in Zusammenhang stehenden Dissertation Simon [11] wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbund-Bauweise detailliert untersucht. Dabei stand neben differenzierten Parameteranalysen zur einfachen Festlegung der Querschnittsausbildung insbesondere vorrangig die Entwicklung eines für Straßenbrücken geeigneten Verbundelementes im Vordergrund. Die nachfolgend kurz skizzierten grundlegenden Anforderungen an solche Verbundelemente sollen die dabei gewählte Herangehensweise verdeutlichen:

- Die benötigten Verbundelemente haben die Aufgabe, die bei derartigen Straßenbrücken in der Verbundfuge auftretenden sehr großen, teils dynamischen Schubkräfte zu übertragen. Zur Aufnahme der bei innerlich statisch unbestimmten Holz-Beton-Verbund-Bauteilen zu erwartenden, hohen Zwängungen sollten die Verbundelemente neben der benötigten relativ hohen Verschiebungssteifigkeit gleichzeitig ein ausgeprägt duktilen, auch nachhaltig zu gewährleistendes Entfestigungsverhalten aufweisen.
- Zur Reduktion des erforderlichen Entwicklungsaufwandes sollte bei den Verbundelementen die Einleitung der Schubkräfte sowohl betonseitig als auch holzseitig auf der Grundlage eingeführter sowie auch langfristig praxisbewährter und möglichst bereits in den Bauweisenormen geregelter Kraftübertragungsprinzipien erfolgen. Gleichzeitig kann damit auch bei der Einführung neuartiger Verbundelemente mutmaßlich die Akzeptanz der zuständigen, meist staatlichen Genehmigungsbehörden verbessert werden.
- Die Verbundelemente müssen selbst möglichst einfach hergestellt und bereits im Zuge der Werksfertigung der blockverleimten Holzbauteile integriert werden können. Des Weiteren sollte auch eine einfache, zerstörungsfreie Kontrolle sowie Abnahme der eingebauten Verbundelemente möglich sein.

Im Rahmen der im oben angegebenen Forschungsvorhaben vorgegebenen Randbedingungen sollten damit die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für einen innovativen, neuartigen Prototyp von Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken möglichst weit vorangebracht werden.

Im Ergebnis hierzu durchgeführter Voruntersuchungen wurde die bereits von Steurer [14] eingesetzte Schubknaagge ausgewählt und zum Verbundelement Dübelleiste weiterentwi-

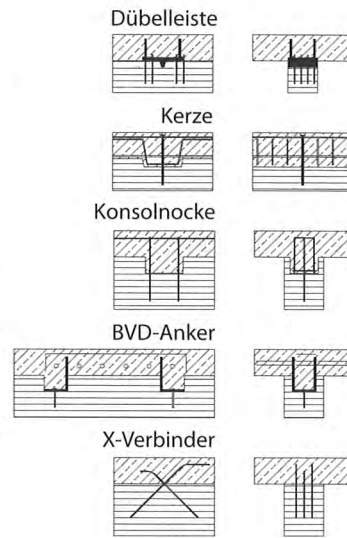
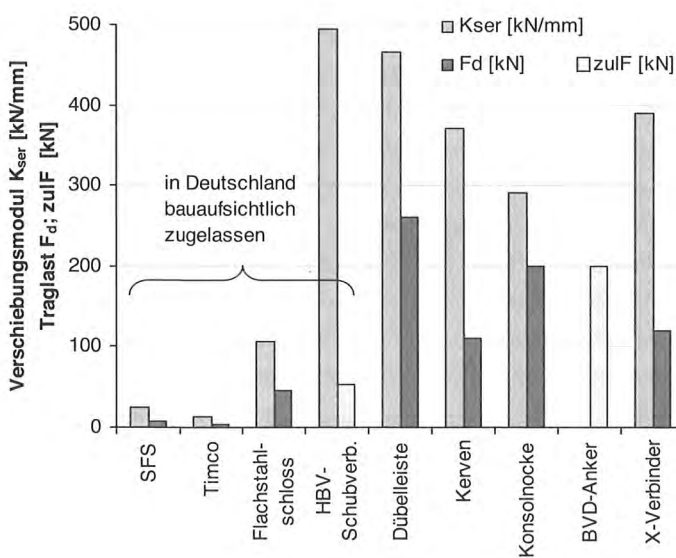


Bild 1: Verschiebungsmodul und Traglasten ausgewählter Verbindungsmittel (Annahme: 1 Verbindungsmittel pro Schubfläche von 20 x 60 cm) (aus [10])

ckelt. Die Dübelleiste besteht aus einem im Holz eingelassenen Flachstahlstreifen mit betonseitig aufgeschweißten Kopfbolzendübeln. Zur Kraftübertragung werden somit bewährte Prinzipien des Stahlverbundbaus und des Holzbaus genutzt. Mittels der Auswertung umfangreicher Versuchsserien zum Kurzzeit-, Langzeit- und Verhalten unter dynamischer Beanspruchung sowie zusätzlich durchgeführter numerischer Simulationen konnte hinreichend nachgewiesen werden, dass das Verbundelement Dübelleiste eine ausreichend hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzt und daher für den Einsatz im Hybridbrückenbau hervorragend geeignet ist. Anhand einer umfangreichen Parameterstudie wurden wesentliche Kennwerte für den praktischen Entwurf von Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken erarbeitet und zudem konnte auch damit nachgewiesen werden, dass Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken eine technisch konkurrenzfähige, ökologische Alternative zu herkömmlichen Massivbrücken darstellen. Detaillierte Information hierzu sind dem Forschungsbericht [10] zu entnehmen.

3.2 Zur Wahl des Berechnungsmodells

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt bei Straßenbrücken auf der Grundlage der im DIN-Fachbericht 101 (2009) geregelten vielfältigen Einwirkungen. Im Rahmen dieses Beitrages kann jedoch nicht umfassend auf die dort detailliert geregelten Lastansätze und die zu untersuchenden Lastfälle und Lastfallkombinationen eingegangen werden, so dass hier lediglich einige Hinweise zur Wahl geeigneter Berechnungsmodelle für das Haupttragwerk gegeben werden.

Die lokalen Beanspruchungen der Stb.-Fahrbahnplatte können unter Berücksichtigung der in Brückenlängsrichtung veränderlichen nachgiebigen Stützung durch die das Haupttragwerk der Brücke bildenden Holz-Beton-Verbundträger, zum Beispiel mittels einer die möglichen Lastkonfigurationen der Fahrspuren und Restflächen erfassenden FE-Analyse des Stb.-Plattentrag-

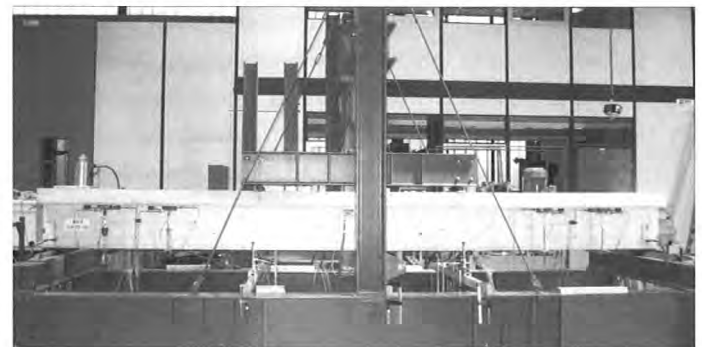


Bild 2: Versuchsaufbau der Biegeversuche an Holz-Beton-Verbund-Brückenträgern mit Messequipment (aus [10])

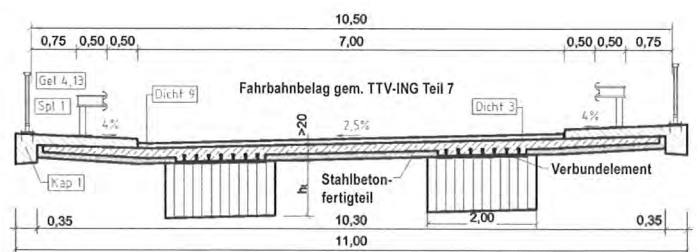


Bild 3: Querschnitt einer Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücke mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt zur Überführung einer zweispurigen Straße (Regelquerschnitt RQ 9,5 n. [RAS-Q 96]) (aus [10])

werkes, bestimmt werden. Bei der Überführung von Straßen mit nur einem Fahrsteifen oder bei Straßenklassen mit geringem Regelquerschnitt nach RAS-Q 96 kann gegebenenfalls hierbei auch ausreichend genau von einem einachsigen Lastabtrag in der Fahrbahnplatte ausgegangen werden. Die Bemessung der Stb.-Fahrbahnplatte erfolgt entsprechend dem DIN Fb 102 und wird daher im Folgenden nicht näher betrachtet.

Zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens der Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücke wird vorgeschlagen, ein bereits an Deckensystemen erprobtes Stabwerksmodell [15] zu nutzen (Bild 4).

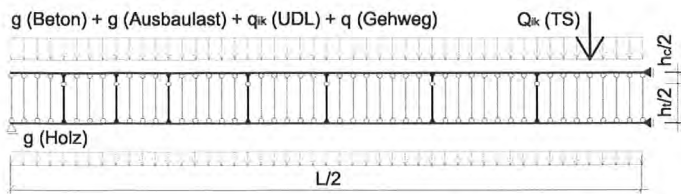


Bild 4: Stabwerksmodell zur Berechnung der Hauptträger einer Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücke (aus [10])

Im Gegensatz zum γ -Verfahren der DIN 1052 ist dieses Modell für Untersuchungen im Straßenbrückenbau geeignet, da es eine beliebige Anordnung der Verbundelemente sowie die Abbildung von wandernden Achslasten, Temperatureinwirkungen und die einfache Berücksichtigung der an den Verbundstellen durch die exzentrische Schubkrafteintragung entstehenden Normalkraft- und Momentensprünge ermöglicht.

Bei diesem Modell werden die Holzträger und Betonplatte als Stabelemente in ihren Querschnittsachsen diskretisiert. Koppelstäbe dienen der Realisierung affiner Biegelinien der Teilquerschnitte. Orthogonal zu den Achsen der Holz- und Betonelemente angeordnete Kragstäbe mit Endgelenk in der Verbundfuge simulieren die Verbundelemente. Diesen Stäben wird in Abhängigkeit vom Verschiebungsmodul des Verbundelementes eine Ersatzbiegesteifigkeit zugewiesen.

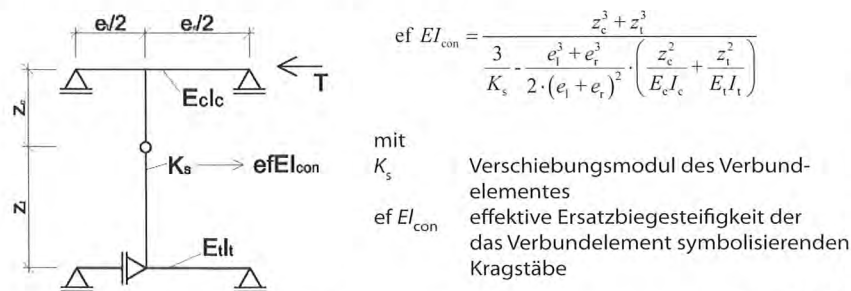


Bild 5: Modellierung der Verbindungsmittel mit Angabe der Ersatzbiegesteifigkeit

Tabelle 1: Steifigkeitsansätze für Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken

	Beton	Holz	Verbindungsmittel	
GZT	$t = 0$	$\frac{E_{mean,c}}{\gamma_{M,c}}$	$\frac{E_{0,mean,t}}{\gamma_{M,t}}$	$\frac{2}{3} \cdot K_{ser}$
	$t = \infty$	$\frac{E_{mean,c}}{\gamma_{M,c} \cdot (1 + \varphi_{t,t_0})}$	$\frac{E_{0,mean,t}}{\gamma_{M,t} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})}$	$\frac{\frac{2}{3} \cdot K_{ser}}{\gamma_{M,t} \left(1 + \frac{\varphi_{t,t_0} + k_{def}}{2} \right)}$
GZG	$t = 0$	$E_{mean,c}$	$E_{0,mean,t}$	K_{ser}
	$t = \infty$	$\frac{E_{mean,c}}{1 + \varphi_{t,t_0}}$	$\frac{E_{0,mean,t}}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}}$	$\frac{K_{ser}}{\left(1 + \frac{\varphi_{t,t_0} + k_{def}}{2} \right)}$

Die Schubsteifigkeit des Verbundelementes Dübelleiste kann auf der Grundlage des im Forschungsbericht [10] angegebenen Mittelwertes der durchgeführten Scherversuche (Serie V5/6) mit $K_{ser} = 640.000 \times b$ [N/mm/m] je m Breite b der Dübelleiste abgeschätzt werden. Zur realistischen Beurteilung der Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion ist es erforderlich, das differente zeit-, temperatur- und feuchteabhängige Materialverhalten der das Verbundtragwerk bildenden Baustoffe zu berücksichtigen. Das unterschiedliche Kriechverhalten von Beton und Holz bewirkt Spannungs- und Schnittgrößenumlagerungen, die erheblichen Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit und auch auf die Tragfähigkeit der Verbundbauwerke haben.

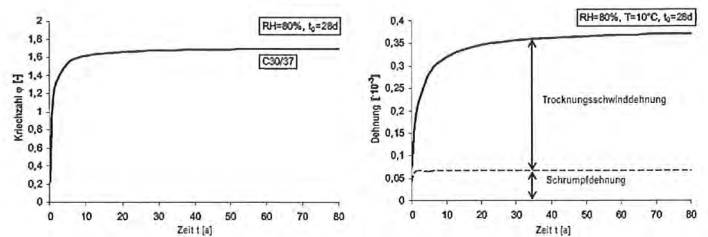


Bild 6: Kriechen und Schwinden des Betons nach DAfStb H. 525 (aus [10])

Infolge des differenten hygrothermischen Langzeittragverhaltens sind somit in der statischen Analyse vier verschiedene Steifigkeitskonfigurationen zu berücksichtigen. Die Berechnung erfolgt getrennt für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) jeweils zum initialen und finalen Belastungszeitpunkt.

Abweichend von den Angaben in der Holzbaunorm DIN 1052 für Holz-Beton-Verbundträger im Hochbau, die das Betonkriechen pauschal erfasst und damit für den Brücken-

Mit $E_{mean,c,t}$ Mittelwerte Elastizitätsmodul Beton bzw. Holz (n. DIN 1045 u. DIN 1052)
 $\gamma_{M,c(t)}$ materialeitiger Teilsicherheitsbeiwert (Beton bzw. Holz)
 $\varphi(t,t_0)$ Kriechbeiwert Beton nach DIN 1045
 k_{def} Langzeitdeformationsbeiwert Holz (i.d.R. NKL 2, d. h. $k_{def} = 0,8$ und $k_{mod} = 0,9$)
 K_{ser} Verschiebungsmodul Verbundelement ($K_{ser} = 640.000 \cdot b$ [N/mm/m])
 Index c Beton
 Index t Holz
 Bemerkung: Weitere Hinweise zu den Steifigkeitsansätzen sind [10] zu entnehmen.

bau überschätzt, wird empfohlen die Steifigkeitsdegradation infolge des Betonkriechens entsprechend Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) H. 525 mit dem Kriechbeiwert φ zu berücksichtigen (Bild 6).

Aus normaler Nutzung kann eine entsprechend Bild 3 ausgebildete Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücke in die Nutzungsklasse 2 der DIN 1052 eingestuft werden. Die Zulässigkeit dieser Annahme ist durch Holzfeuchtemessungen an bestehenden Holzbrücken und adäquaten überdachten Holzkonstruktionen im Außenbereich nachgewiesen. Das Holz wird bei dieser Ausbildung des Brückenquerschnitts durch eine ausreichend überstehende Betonkragplatte hervorragend vor Bewitterung geschützt. Die Holzfeuchten steigen somit in der Regel nicht über 18 % an. Quert die Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücke eine andere Schnellverkehrsstraße, so sind gegebenenfalls zusätzliche Maßnahmen zum Schutz der hölzernen Hauptträger vor der Einwirkung eines aus dem LKW-Verkehr resultierenden, bis unter die Brücke getragenen, Nässeschleiers zu treffen. Hierzu kann zum Beispiel eine einfache hinterlüftete Verschalung dienen.

Entsprechend DIN 1052 sowie DIN Fb 101 ergeben sich für die beiden Nachweissituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) damit insgesamt vier Berechnungsfälle mit den in Tabelle 1 angegebenen Steifigkeitsansätzen.

Der Kriechfaktor für die Holzbauteile ist unter Berücksichtigung der Umweltbedingungen der Nutzungsklasse 2 zu bestimmen. Für das Kriechen der Verbundelemente Dübelleiste ist der hier vorgeschlagene Ansatz des Mittelwertes der Kriechbeiwerte von Holz und Beton hinreichend genau, da die Auswirkungen eines mittleren Verbundelementkriechens bei hohen Verbundsteifigkeiten nicht bemessungsrelevant sind. Generell besteht jedoch weiterer Forschungsbedarf bezüglich der experimentellen Bestimmung realitätsnaher Kriechendwerte von Verbundelementen.

Neben den standardmäßig zu berücksichtigenden Lasten aus Eigengewicht und Verkehr (UDL, LM1 und ELM3 nach DIN FB 101) sind bei der Holz-Beton-Verbund-Straßenbrückenkonstruktion vor allem diejenigen Lasten zu beachten, unter denen sich die Teilquerschnitte different verhalten. Hierzu zählen die Temperaturlastfälle sowie das Betonschwinden und das Quellen und Schwinden des Holzes. Da die unterschiedlichen Temperaturdehnungen von Holz und Beton das Gesamttragverhalten wesentlich beeinflussen, wird empfohlen, den Kombinationsbeiwert für die Temperatureinwirkungen in der seltenen Lastkombination nach DIN FB 101 zu $\psi_2 = 0,8$ anzunehmen. Die aus Praxissicht unbefriedigende Situation, dass derzeit für diesen, in Deutschland neuartigen, Verbundbrückentyp bisher kein spezieller DIN-Fachbericht existiert, macht sich insbesondere bei der Festlegung der anzusetzen Temperaturlastfälle bemerkbar.

Die hier in einem Verbundquerschnitt kombinierten Baustoffe Holz und Beton weisen ein stark unterschiedliches Temperaturdehnungsverhalten auf, so dass die damit in Zusammenhang stehenden Zwängungen gegebenenfalls für die Dimensionierung der Verbundelemente relevant werden können. Bis zum Vorliegen genauerer Erkenntnisse wird somit empfohlen, sowohl die Angaben des DIN Fb 101 als auch diejenigen im DIN Fb 104 für die Festlegung der rechnerisch zu berücksichtigenden Temperaturlastfälle heranzuziehen. Weiterhin wird für die Festlegung der Temperatureinwirkungen empfohlen, Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken zunächst in die Gruppe 3, Betonbrücken, einzuordnen, da die Temperaturdehnung des Holzes in Faserrichtung um circa eine Zehnerpotenz unter derjenigen der Betonbauwerke liegt.

Vereinfachend können das Schwinden des Betons sowie das Quellen und Schwinden des Holzes ebenfalls als separate Temperaturlastfälle berücksichtigt werden. Der Ansatz der Schwinddehnung des Betons kann dann, wie in Bild 6 gezeigt, dem DAfStb H. 525 entnommen werden. Unter den gegebenen klimatischen Randbedingungen und bedingt durch den konstruktiven Witterungsschutz durch die Betonplatte wird bis zum Vorliegen genauerer Erkenntnisse empfohlen, zur Bestimmung der Quell-/Schwinddehnung der blockverleimten Holzträger, eine Holzfeuchtevarianz zwischen 14 und 18 % bei einer Einbauholzfeuchte von 15 % anzusetzen. Da bei den hier vorhandenen Holzblockträgern mit einem in Bezug zur Holzoberfläche relativ großen Querschnittsvolumen die hygroskopische Längenänderung nur noch voll in den Außenbereichen auftreten kann, ist zu erwarten, dass sich in der Realität deutlich geringere Querschnittsdeformationen infolge der hauptsächlich an den Holzoberflächen auftretenden Feuchteschwankungen einstellen werden.

Die Auflagerkräfte, Schnittgrößen und Verformungen sollten nichtlinear unter Ausschaltung der Zugkräfte in den Koppelstäben am vorgeschlagenen Stabwerksmodell bestimmt werden. Damit ist in der Regel eine einfache programmintern vorgegebene Lastfallüberlagerung nicht mehr möglich. Die für einzelne Nachweise benötigten Zielfunktionen der extremalen Schnittgrößen sind dann gegebenenfalls auf der Grundlage der Zusammenfassung mehrerer Lastfälle zu entsprechenden Lastfallgruppen sukzessive zu ermitteln.

Die Nachweise im GZG werden getrennt für die Beton- und Holzbauteile geführt.

Für den Betonquerschnitt sind hierbei nach DIN Fb 102 folgende Nachweise erforderlich:

1. Begrenzung der Spannungen
2. Begrenzung der Rissbreiten und Nachweis der Dekompression
3. Begrenzung der Verformung

4. Begrenzung der Schwingungen und dynamischen Einflüsse

Im Bauzustand sind ebenfalls die Durchbiegungen sowie die Vordehnungen im Holzträger aus dem Betonierzustand zu begrenzen, wodurch gegebenenfalls eine temporäre Zwischenunterstützung der Verbundträger erforderlich werden kann. Dagegen wird im Endzustand die Durchbiegungsbegrenzung der blockverleimten BS-Hauptträger maßgebend. Es sind zwei Nachweise zu führen:

1. Durchbiegungsbegrenzung unter seltenen EWK unter Verkehrslast nach DIN 1074,
2. Durchbiegungsbegrenzung unter der quasi-ständigen EWK nach DIN 1052.

Nach DIN Fb 104 ist betonseitig für das Verbundelement Kopfbolzendübel unter nichthäufiger EWK die Forderung $P_{E,d} \leq 0,6 \cdot P_{R,d}$ einzuhalten.

Die für die Ermüdungsnachweise benötigten Spannungen und Schnittgrößen sind betonseitig nach DIN Fb 102 unter Ansatz der Steifigkeitskennwerte im GZT ($t = \infty$) und für die Verbundelemente nach DIN Fb 104 zu führen. Holzseitig sind hierbei die Angaben in DIN 1074 zu beachten.

3.3 Verbundelement Dübelleiste

Die im Forschungsvorhaben [10] vorgenommenen Auswertungen der durchgeführten systematischen Scherversuche unter Kurzzeit-, Langzeit- und dynamischer Belastung an den drei getesteten Verbundelementtypen Kerfe, Dübelleiste und X-Verbinder haben gezeigt, dass sie alle ausreichend hohe Steifigkeiten im Gebrauchlastbereich sowie keine kritischen Kriechdeformationen aufweisen und unempfindlich auf dynamische Beanspruchungen reagierten.

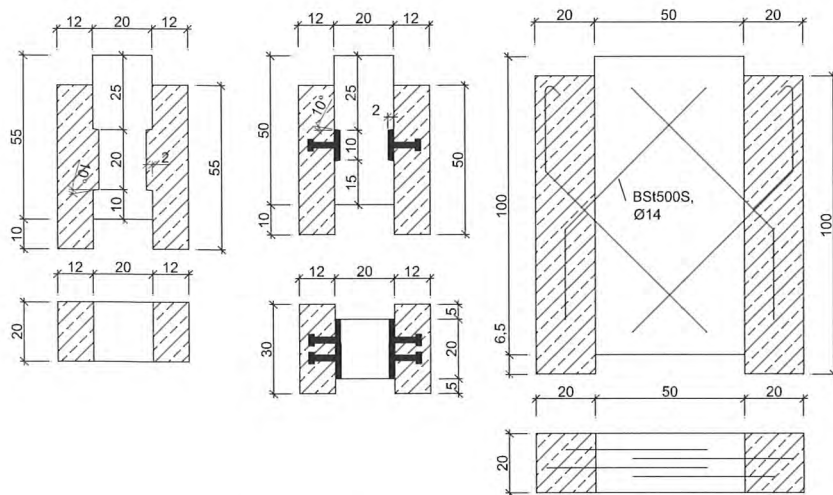


Bild 7: Geometrie und Bezeichnung der in [10] untersuchten Versuchskörper (Serie K – Kerfe, Serie S – Schubleiste (Dübelleiste), Serie X- eingeklebte Bewehrungsstäbe)

Bei den Verbundelementtypen Kerfe und X-Verbinder sind im Bereich der Traglast jedoch örtliche Entfestigungsphänomene im Beton im Verbundfugenbereich zu beobachten, welche auf der

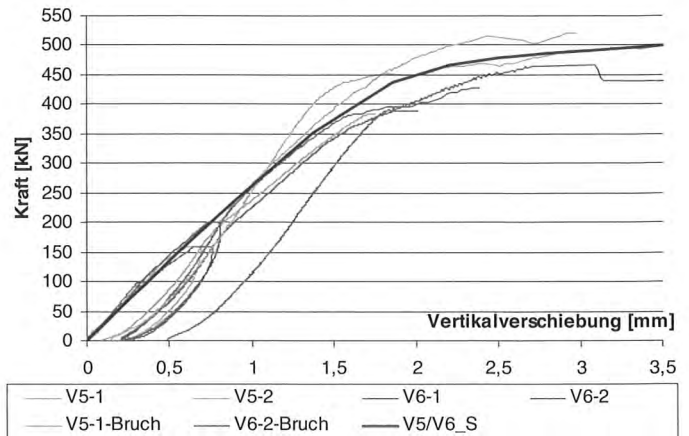


Bild 8: Kraftverschiebungsdiagramme Dübelleiste n. Versuch u. Simulation (Serien V5/6) (aus [10])



Bild 9: Aufbau der dynamischen Scherversuche und der Langzeitversuche im Freien (überdacht) mit Messequipment (aus [10])

Kurzzeit	K-K	S-K	X-K
Langzeit	K-L	S-L	X-L
Dynamik	K-D	S-D	X-D

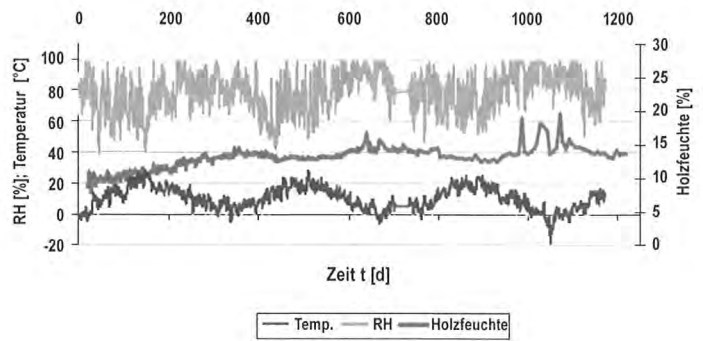
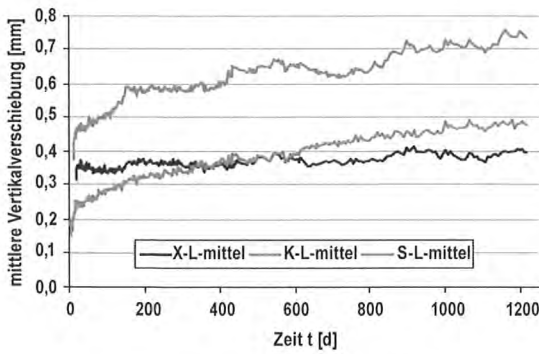


Bild 10: Langzeit-Messkurven der mittleren Relativverschiebung der VB-Elemente und zugehörige Klima- sowie Holzfeuchte-Messdaten, Serien-Bezeichnungen s. Bild 7, Versuchsaufbau s. Bild 9, rechts

Grundlage der eingeführten Betonnormen kaum zu bewerten sind. Daher besteht, nach Auffassung des Autors, für diese Verbundelementtypen noch ein zurzeit kaum einzuschätzender Forschungsbedarf.

Im Ergebnis der hier vorgestellten systematischen Testreihen wurde im Forschungsvorhaben [10] das Verbundelement Dübelleiste favorisiert und in weiterführenden umfangreichen Versuchsserien zur Bestimmung der mechanischen Kennwerte und zur Analyse des Gesamttragverhaltens vertiefend untersucht. Begleitend hierzu erfolgte mittels umfangreicher FE-Simulationen eine numerische Verifikation der Versuche. Auf der Basis der bei Dübelleisten möglichen zwei differenten, grundlegenden Versagensmodi (Bild 11)

- Versagen der zur betonseitigen Schubkraftübertragung dienenden Kopfbolzendübel,

- Versagen der holzseitigen, auf dem „Versatz-Prinzip“ beruhenden Schubkraftübertragung

wurde ein Bemessungskonzept für dieses Verbundelement erarbeitet und anhand der Versuchsdaten verifiziert.

Vorteilhaft erwies sich dabei, dass hier, entsprechend den Ausführungen unter Abschnitt 3.1, auf die gesonderte Betrachtung der seit Langem in einschlägigen Normen des Verbundbaues sowie Verbundbrückenbaues auch unter dynamischen Lastwirkungen geregelten Nachweise der betonseitigen Schubkraftübertragung (s. hierzu DIN Fb 104 2009) zurückgegriffen werden konnte. Daher wird nachfolgend lediglich auf die für die holzseitige Schubkraftübertragung vorgeschlagenen Nachweise näher eingegangen.

1. Abscheren des Vorholzes	2. Versagen der druckbeanspruchten Kervenflanke
$zul. T_d \leq P_{t,v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k} \cdot b \cdot l_v}{\gamma_M}$	$zul. T_d \leq P_{t,c,\alpha,d} = \frac{f_{c,\alpha,d}^* \cdot b}{\cos \alpha} \cdot \left(\frac{t_k}{\cos \alpha} + 30 \sin \alpha \right)$

mit

- k_{mod} Modifikationsbeiwert nach [DIN 1052:2008]
- γ_M = 1,3 (Teilsicherheitsbeiwert für Holz nach [DIN 1052:2008])
- $f_{v,k}$ [N/mm²] charakteristische Scherfestigkeit des Holzes nach [DIN 1052:2008]
- $f_{c,\alpha,d}^*$ = $k_{c,\alpha} \cdot f_{c,\alpha,d}$ [N/mm²] modifiziert. Bemess.-Wert der Druckfestigkeit des Holzes nach [DIN1052:2008, Gl. 52], unter einem Kraft-Faser-Winkel α (Empfehlung: $\alpha = 10^\circ$)
- l_v [mm] Vorholzlänge (Begrenzung der rechn. Vorholzlänge: $\max l_v \approx 16 \cdot t_k \approx 500$ mm)
- t_k [mm] Kerventiefe [mm] (Erhöhung der Druckfläche in Faserrichtung um 30 mm $\cdot \sin \alpha$ nach DIN 1052:2008 ist berücksichtigt)
- b [mm] Länge der Dübelleiste (Kervenbreite)

Bei der Berechnung von Versätzen nach [DIN 1052:2008] wird die rechnerisch ansetzbare Vorholzlänge auf die achtfache Kerventiefe begrenzt. Wie Versuchsergebnisse zeigen (min $P_{t,v,bruch} = 1072,23$ kN/m), liegt dieser Wert für den vorliegenden Fall deutlich auf der sicheren Seite, da durch die Stb.-Brückenplatte

eine tragfähigkeitssteigernde Überdrückung der Scherfuge realisiert wird.

Für eine Vorholzlänge $l_v = 500$ mm und eine Kerventiefe $t_k = 30$ mm sowie einen Flankenwinkel $\alpha = 10^\circ$ ergeben sich somit vereinfachend die folgenden holzseitigen Tragfähigkeiten.

1. Abscheren des Vorholzes	2. Versagen der druckbeanspruchten Kervenflanke
$P_{t,v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} f_{v,k} \cdot 500 \cdot b \\ 1072,23 \cdot b \end{array} \right.$	$P_{t,c,\alpha=10^\circ,d} = \left(\frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{c,\alpha=10^\circ,k}^* \right) \cdot 36,22 \cdot b$

(Hierbei sind $f_{v,k}$ sowie $f_{c,\alpha,k}$ in [N/mm²] und die Länge der Dübelleiste b in [mm] einzusetzen.)

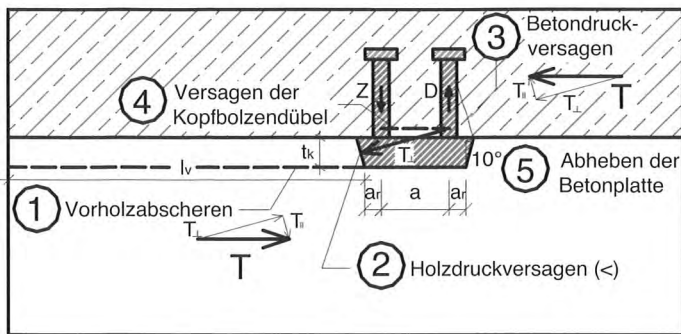


Bild 11: Versagensmechanismen am Verbundelement Dübelleiste nach [11]
Betonseitiges Versagen: Mode 3 und 4
Holzseitiges Versagen: Mode 1 und 2 (bzgl. der geforderten Abhebesicherung 5)

Aus der bei der holzseitigen Schubkraftübertragung am Verbundelement stets vorhandenen Exzentrizität entsteht eine kombinierte Zug-Scherbeanspruchung in den Kopfbolzendübeln, welche bei der betonseitigen Dimensionierung zu berücksichtigen ist. Der hierzu benötigte Zugkraftanteil kann bei der zuvor angegebenen Kervertiefe von 30 mm ausreichend genau anhand einfacher Grenz Betrachtungen hinsichtlich der möglichen Lage der Spannungsergebnisse der Druckspannungsverteilung an der Kerwenflanke zu circa 11 % bis 18 % der von der Dübelleiste jeweils zu übertragenden Verbundfugenschubkraft T abgeschätzt werden.

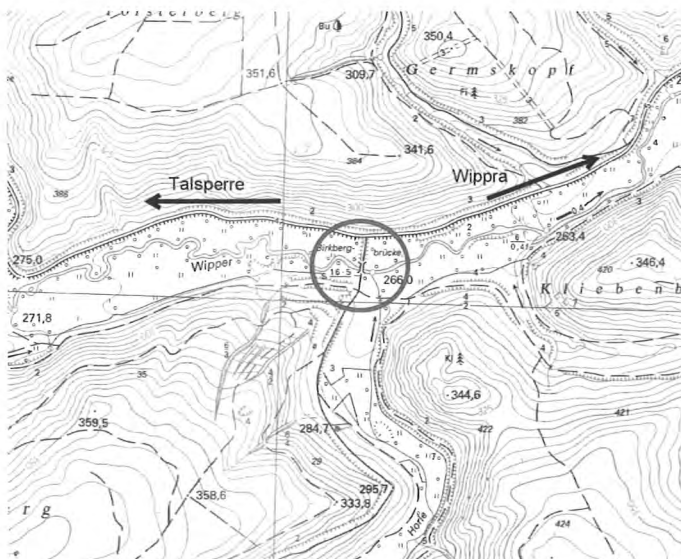


Bild 12: Lage des Bauwerkes (aus [13])

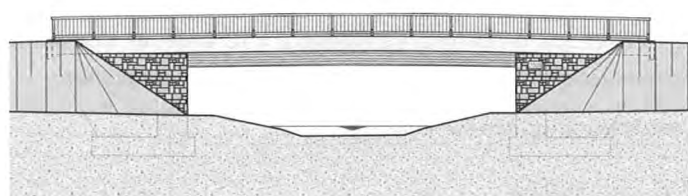


Bild 14: Birkbergbrücke, Ansicht (aus [13])



Bild 13: Bestandsbauwerk (aus [13])

Nach DIN 1074 (holzseitig) und DIN Fb 104 (betonseitig) sind die Verbundelemente auch für eine Zugkraft zwischen den Teilquerschnitten (Stb.-Platte und Holzträger) zu bemessen, welche mindestens 10 % der Bemessungsschubkraft entspricht. Die somit in den beiden Verbundfugen zu berücksichtigende Zugkraft kann betonseitig von den Kopfbolzendübeln aufgenommen werden und erfordert eine zusätzliche holzseitige Zugverankerung der Dübelleiste mittels Holzschrauben. Diese Holzschrauben sind entsprechend DIN 1052 respektive Zulassungen für axiale Zugbeanspruchung (Herausziehen, Stahlzugversagen) zu bemessen.

Für den nach DIN Fb 101 bei Straßenbrücken zu führenden Ermüdungsnachweis wird bis zum Vorliegen weiterer ergänzender Versuchsergebnisse empfohlen, hinsichtlich der holzseitigen Nachweise für die Dübelleiste entsprechend den Angaben in DIN 1074:2006-09, Anhang C entweder nach dem „vereinfachten“ oder dem „genaueren“ Verfahren vorzugehen. Die dazu benötigten Schnittgrößen der Ermüdungslastfallkombinationen sollten dabei unter Ansatz der Steifigkeitskennwerte im GZT ($t = \infty$) ermittelt werden.

Basierend auf den Auswertungen der bisher durchgeführten umfangreichen Bauteilversuche und der numerischen Simulationen kann damit zusammenfassend eingeschätzt werden, dass das Verbundelement Dübelleiste eine hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit besitzt und daher für den Einsatz im Holz-

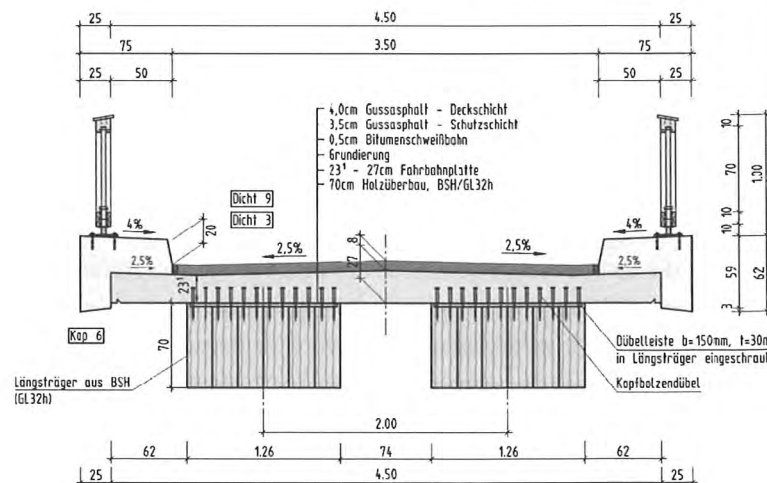


Bild 15: Birkbergbrücke, Regelquerschnitt Überbau (aus [13])

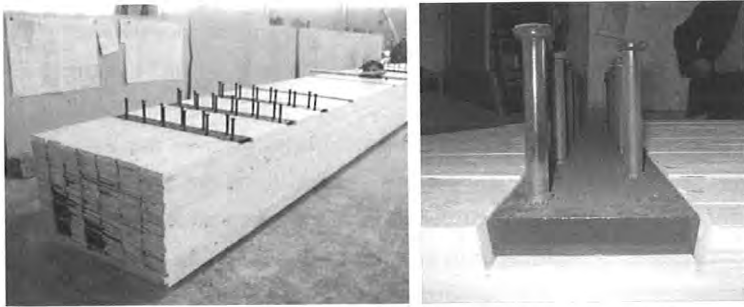


Bild 16: Blockverleimter Holzträger mit Dübelleiste (aus [13])

Beton-Verbund-Straßenbrückenbau hervorragend geeignet ist. Darüber hinaus konnte dargestellt werden, dass auch die praxiserichte Dimensionierung der Dübelleiste weitestgehend auf der Grundlage im Brückenbau eingeführter Normen durchgeführt werden kann. Weitere Optimierungen sowie Klärungen zum dynamischen Tragverhalten der Dübelleiste sollen im Zuge eines beantragten Forschungsprojektes erfolgen.

3.4 Ergänzende Hinweise zum Entwurf von Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken

Zur Beurteilung der prinzipiellen Ausführbarkeit und Konkurrenzfähigkeit von Holz-Beton-Verbundbrücken wurde in [10] eine Parameterstudie anhand von zwei praxisrelevanten Überbaugeometrien durchgeführt. Dabei erfolgte eine Quantifizierung der Einflüsse variabler Steifigkeiten der Teilquerschnitte und Verbundelemente ebenso wie die Variation der Verbundelementanordnung mit dem Ziel einer Optimierung der Querschnittsgeometrie. Zur Vereinfachung wurde bei dieser Analyse der vereinfachte Steifigkeitsansatz der deutschen Holzbaunorm verwendet. Die Gültigkeit des Normenansatzes für die Steifigkeitsdegradation unter Langzeitbelastung wurde unter Berücksichtigung einer realitätsnahen Abbildung des zeit- und klimaabhängigen Tragverhaltens der Verbundbaustoffe für die Anwendung im Holz-Beton-Verbundbrückenbau überprüft.

Praxiserichte Empfehlungen für die optimierte konstruktive Durchbildung von Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken und für eine genauere Erfassung des zeitabhängigen Materialverhaltens

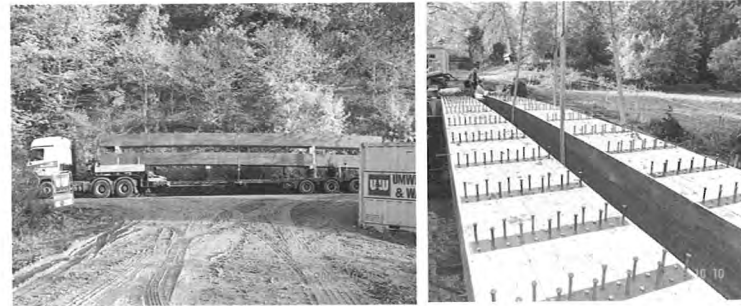


Bild 17: Montage der Brettschichtholzträger (aus [13])

fassen die Ergebnisse der Parameterstudie zusammen. Anhand der dort wiedergegebenen Diagramme und Tabellen ist es möglich, für eine zu überbrückende Stützweite die jeweils optimale Konstruktionshöhe ausreichend genau abzuschätzen und eine geeignete Materialauswahl für die Verbundbauteile zu treffen. Aus den in der Parameterstudie ebenfalls enthaltenen Gegenüberstellungen zu konventionellen Massivbrückenbauweisen kann die Konkurrenzfähigkeit der Holz-Beton-Verbund-Straßenbrückenbauweise hinsichtlich der im Brückenbau wichtigen Schlankheit des Überbaues einfach belegt werden.

4 Vorstellung des Pilotprojektes Birkbergbrücke

4.1 Allgemeines

Im Land Sachsen-Anhalt entstand im vergangenen Jahr die erste Straßenbrücke Deutschlands in Holz-Beton-Verbund-Bauweise – die Birkbergbrücke über die Wipper bei Wippra. Der Landesforstbetrieb, als Auftraggeber der Baumaßnahme, begleitete die Planung und Bauausführung mit großem Interesse und viel Engagement, da in der Pilotbrücke einheimisches Holz in großem Umfang verbaut wurde.

Die neue Brücke befindet sich im Zuge eines Forstweges zwischen Wippra und der Talsperre im Landkreis Mansfeld-Südharz des Landes Sachsen-Anhalt (Bild 12).

Am Brückenstandort befand sich vor Beginn der Baumaßnahme ein dreifeldriges Bestandsbauwerk mit Stahlhauptträgern, Stahlquerträgern und einem doppelten Holzbohlenbelag (Bild 13). Der Neubau wurde notwendig, da aufgrund des schlechten

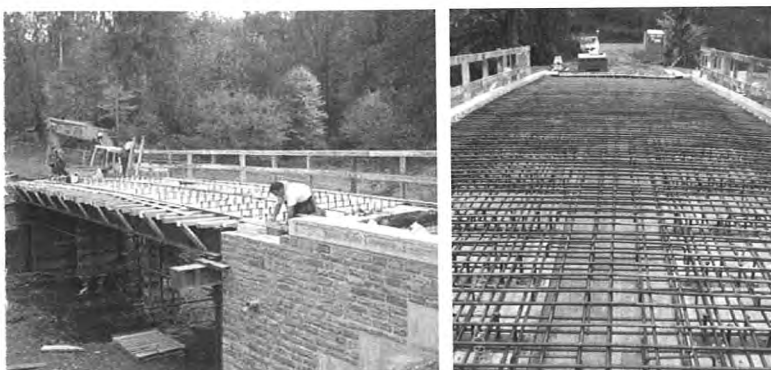


Bild 18: Einbau von Schalung und Bewehrung (aus [13])



Bild 19: Lagerdetail (aus [13])



Bild 20: Birkbergbrücke zur Verkehrsfreigabe (aus [13])

DATEN UND FAKTEN ZUM PILOTPROJEKT

Bauwerksdaten

Tragfähigkeit:	Straßenbrücke für Schwerlastverkehr nach DIN-Fb 101
Breite zwischen den Geländern:	4,50 m
Fahrbahnbreite:	3,50 m
Bauhöhe:	1,05 m
Stützweite:	15,20 m (straßenachsparell)
Lichte Weite:	14,20 m zwischen den Widerlagern
Bauwerkswinkel:	100 gon
Brückenfläche:	69 m ²
Baustoffmengen Überbau:	Holz: 29 m ³ , Beton: 18 m ³

Projektbeteiligte

Bauherr:	Land Sachsen-Anhalt, Forstbetrieb Süd, Trautenstein
Planer:	Ingenieurgemeinschaft Setzpfandt, Frau Dr.-Ing. Simon, Wernigerode
Prüfingenieur:	Prof. Dr.-Ing. K. Rautenstrauch, Bad Berka
Bauausführung:	Generalunternehmer: Umwelttechnik und Wasserbau, Halberstadt
Holzbau:	Fa. Schaffitzel Holzindustrie, Schwäbisch Hall-Sulzdorf
Bauüberwachung:	Gesellschaft für Bauüberwachung und Projektsteuerung, Wernigerode
Bauzeit:	August – November 2008
Baukosten:	ca. 320 000 € (brutto)

Bauzustandes der alten Brücke die Verkehrs- und Betriebssicherheit stark eingeschränkt und eine Instandsetzung nicht mehr möglich war.

Das neue Bauwerk verläuft im Grundriss gerade, der Bauwerkswinkel beträgt 100 gon. Im Aufriss liegt die Brücke in einer Kuppe mit dem Ausrundungshalbmesser von 300 m, der Hochpunkt befindet sich in Brückenmitte. Die Stützweite der einspurigen Wirtschaftswegbrücke beträgt 15,20 m (Bild 14).

Gründung und Unterbau des neuen Bauwerkes wurden in konventioneller Massivbauweise als flach gegründete Kastenwiderlager mit angehangenen Parallelfügeln ausgeführt. Zur besseren Einpassung in die landschaftliche Umgebung erhielten die Widerlager eine regional typische Natursteinverblendung aus Grauwacke.

4.2 Holz-Beton-Verbund-Straßenbrückenquerschnitt

Die Tragkonstruktion des modernen Hybridüberbaues besteht aus einem zweistegigen Plattenbalken aus einheimischem, blockverleimtem Brettschichtholz GL32h (Bild 15). Die Stege der Überbaukonstruktion besitzen eine konstante Konstruktionshöhe von 0,70 m und eine Blockbreite von je 1,26 m. Die Fahrbahnplatte ist im Mittel 0,25 m dick. Sie besteht aus Stahlbeton C 30/37.

Neben der Steifigkeit der Betonplatte und der Holzträger determiniert die Fugensteifigkeit wesentlich das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion. Um die hohen Schubkräfte, die aus den Straßenverkehrslasten resultieren, übertragen zu können, sind steife und hochtragfähige Schubfugen erforderlich.

In der Pilotbrücke wurde zur Schubkraftübertragung ein Stahleinbauteil – das Verbundelement Dübelleiste – eingesetzt (Bild 16). Die Dübelleiste besteht aus einer 3 cm dicken, 15 cm breiten Stahlplatte, deren Kraftübertragungsflanken um 10° gegen die Vertikale geneigt sind. Betonseitig wurden auf diese Platte zur Schubübertragung Kopfbolzendübel \varnothing 19 mm aufgeschweißt. Holzseitig wurde die Platte in vorgefräste Kerfen eingesetzt und verschraubt. Damit wird die Schubkraft in den hölzernen Teilquerschnitt nach dem Prinzip des Versatzes eingeleitet. Zur effizienten Ausnutzung der einzelnen Verbundelemente wurden die Dübelleisten diskontinuierlich, entsprechend der Querkraftlinie unter Eigen- und Flächenverkehrslasten, abgestuft angeordnet. Insgesamt wurden 32 Dübelleisten eingesetzt, wobei folgende Achsabstände vom Überbauende in Richtung Brückenmitte vorgesehen wurden: 60/65/65/70/80/100/120/150 cm.

4.3 Berechnung

Die Holz-Beton-Verbundbrücke ist für die Lasten einer Straßenbrücke nach DIN-Fb 101 ausgelegt. Die Berechnung erfolgte als nachgiebig verbundener Biegeträger unter Berücksichtigung

der Holzbaunorm DIN 1052 (08/2004) und der Holzbrückennorm DIN 1074 (09/2006). Die Konstruktion sowie die Dimensionierung der Brückenbauteile wurden entsprechend den zuvor im Abschnitt 3 erläuterten Vorgehensweisen durchgeführt.

4.4 Ausführung

Die Brettschichtholzauptträger wurden im Werk blockverleimt und mit den Dübelleisten und Lagern komplettiert. Der hohe Vorfertigungsgrad ermöglichte eine Kranmontage der Träger auf der Baustelle innerhalb kürzester Zeit (Bild 17). Schalung und Bewehrung, Abdichtung und Überbauabschluss wurden analog zu konventionellen Massivbrücken ausgeführt (Bild 18). Zur Minimierung von Vordehnungen erhielten die Holzauptträger beim Betongang Unterstützungen in den Drittelpunkten. Die Lagerung erfolgte auf bewehrten Elastomerlagern Typ C, deren Abmessungen 800 mm x 400 mm x 148 mm betragen (Bild 19). Mithilfe von Stahlknaggen wurden die erforderlichen Quer- und Längshalterungen realisiert. Die relativ großen Auflagerflächen waren zur Abtragung der vertikalen Lasten notwendig, da die Querdrucktragfähigkeit der Brettschichtholzauptträger im Vergleich zu konventionellen Massivbauweisen gering ist. Die große Variationsbreite der Auflagerverdrehungen infolge der Temperatur- und Kriech-/Schwindbeanspruchung bedingte zudem den Einsatz hoher Elastomerquerschnitte. Am 01.12.2008 erfolgte nach viermonatiger Bauzeit die Verkehrsfreigabe der Brücke (Bild 20).

5 Zusammenfassung

Das hier vorgestellte Pilotprojekt Birkbergbrücke Wippra überführt die Ergebnisse der an der Professur Holz- und Mauer-

werksbau der Bauhaus-Universität Weimar auf dem Gebiet des Holzbrückenbaues durchgeführten Forschungsarbeit [10] in die Baupraxis.

Mit der Errichtung der Pilotbrücke wurde somit gezeigt, dass Holz-Beton-Verbund-Straßenbrücken neben herkömmlichen Massivbrücken sowohl hinsichtlich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit als auch hinsichtlich des Planungs- und Ausführungsaufwandes und der Wirtschaftlichkeit gleichwertig bestehen können. Gleichfalls ist mit der erfolgreichen Verkehrsübergabe des Pilotprojektes auch die Hoffnung verbunden, dass zukünftig in Deutschland vermehrt Straßenbrücken in dieser leistungsfähigen Hybridbauweise errichtet werden.

Der bei diesem neuen Straßenbrückentyp damit erstmals mögliche massive Einsatz des heimischen Holzes ist daher auch ein Schritt auf dem Weg zu umweltbewussten, nachhaltigen und wirtschaftlichen Holzstraßenbrücken. Das Beispiel der Birkbergbrücke soll aber ebenso dazu beitragen, die bisher noch für Holzstraßenbrücken bestehenden Einschränkungen sowie Hemmnisse abzubauen, und auch öffentliche Auftraggeber dazu ermutigen, den Schritt hin zu innovativen, ökologischen sowie gleichzeitig ökonomischen Verkehrsbauten zu wagen.

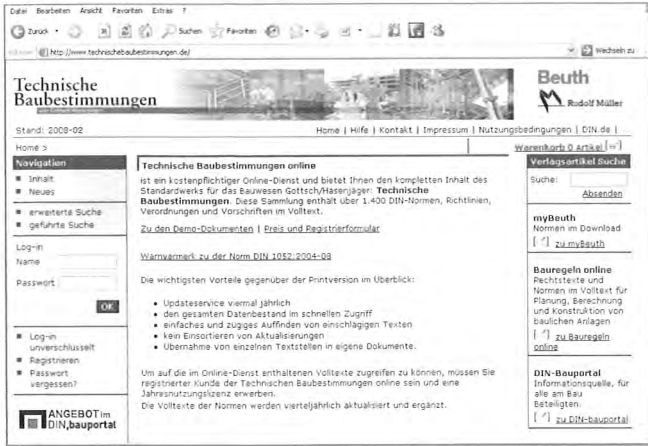
Die Förderung der hierzu notwendigen grundlegenden Forschungsarbeiten erfolgte durch die Arbeitsgemeinschaft Industrielle Forschungsvereinigungen (AIF) über die DGfH als Projektträgerin. An dieser Stelle sei daher besonders allen Förderern und den für die Realisierung des Pilotprojektes ganz maßgeblichen Vertretern der Bauherrschaft sowie auch der Ingenieurgemeinschaft Setzpfandt gedankt.

Literaturverzeichnis

- [1] Baldock, R. H.; McCullough, C. B.: Loading Tests an a New Compositetype Short-span Highway Bridge Combining Concrete and Timber in Flexure. Technical Bulletin No.1, Oregon State Highway Department, Revised Edition, May 1941
- [2] Eby, R. E.: Composite T-beam bridge deck on timber towers, in: Classic wood structures, American Society of Civil Engineers, New York, 1989, S. 149–153
- [3] N. N.: Straßenbrücke in Neuseeland. Bauen mit Holz, 7/1976, S. 330–333
- [4] Nolan, G.: Experience with concrete overlaid bridges in Tasmanien. <http://aok.arch.utas.edu.au/research/bridge/sem2.asp> (19.04.2006)
- [5] Pigozzo, J. C.; Calil, C. J.; Lahr, F. A. R.: The first composed log-concrete deck bridge in Brazil. In: Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland, 2004
- [6] Wiegand, T.: Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise. in: Informationsdienst Holz (Hrsg.): Brücken in Holz – Konstruieren, Berechnen, Ausführen. 1999, S.123–159
- [7] Meyer, L.: Holz-Beton-Verbundbrücken für den 40-t-Verkehr im Kanton Freiburg (Schweiz). 11. Internationales Holzbauforum, Garmisch-Partenkirchen, 2005, S. 1–15
- [8] Schickhofer, G.; Bernasconi, A.: Der moderne Holzbrückenbau – Tragstrukturen und Fahrbahnkonstruktionen. In: Holzbau Kalender, Karlsruhe, Bruderverlag, 2002, S. 704–739
- [9] Mäkipuro, R. u. a.: Wood-concrete Composite Bridges. Nordic Timber Council (NTC) 1996, Stockholm
- [10] Rautenstrauch, K.; Simon, A.: Weiterentwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise unter Einsatz von blockverleimten Brett-schichtholzquerschnitten bei Straßenbrücken. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF14275 BR, 2008
- [11] Simon, A.: Analyse zum Trag- und Verformungsverhalten von Straßenbrücken in Holz-Beton-Verbundbauweise. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- [12] Rautenstrauch, K.; Döhner, A.; Schaffitzel, J.: Moderne Brücken in Holz-Beton-Verbundbauweise – Eine Projektskizze, Holz-Beton-Verbund, Innovationen im Bauwesen, Tagungsband Leipzig (ISBN 3-89932-054-9) Bauwerk Verlag 2004
- [13] Simon, A.; Barthl, J.; Rautenstrauch, K.: 19. Dresdner Brückenbausymposium: Die Birkbergbrücke Wippra – Deutschlands erste Straßenbrücke in Holz-Beton-Verbundbauweise, Tagungsband (ISBN 978-3-86780-093-8, ISSN 1613-1169), 9. u. 10. März 2009
- [14] Steurer, A.: Holz/Beton-Verbund im Brückenbau : Die Crestawald-Brücke bei Sufers (GR). in: 31. SAH-Fortbildungskurs: Tragende Verbundkonstruktionen mit Holz. Weinfelden, 1999, S. 245–258
- [15] Grosse, M.; Hartnack, R.; Lehmann, S.; Rautenstrauch, K.: Modellierung von diskontinuierlich verbundenen Holz-Beton-Verbunddecken – Teil 1: Kurzzeittragverhalten, Bautechnik 80 (2003), Heft 8, S. 534–541, Teil 2: Langzeittragverhalten, Bautechnik 80 (2003), Heft 10, S. 693–701

Technische Baubestimmungen online

Jederzeit per Mausclick verfügbar



Mit den „Technischen Baubestimmungen“ online haben Sie stets den kompletten Inhalt des **Standardwerkes „Gottsch/Hasenjäger“** zur Hand.

Per Mausclick können Sie jetzt ganz **bequem nachschlagen**: In über 1.000 DIN-Normen und Normteilen sowie in über 400 Erlassen, Verordnungen und Richtlinien der Länder und des Bundes. Zudem finden Sie viele wichtige Bestimmungen und Richtlinien des DIBt, DAfStb, DASt sowie die Bauregelliste des DIBt und die Listen der bauaufsichtlich eingeführten Bau-normen aus allen Bundesländern.

„Technische Baubestimmungen“ online ist die **umfassendste Datenbank am Markt!**

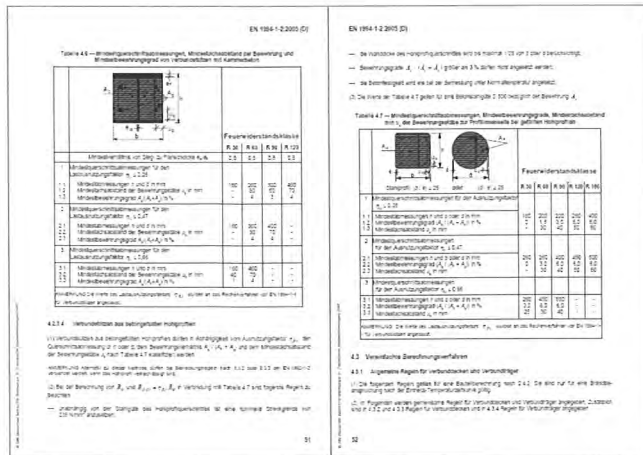
Ihre Vorteile:

- Immer verfügbar, da Sie jederzeit und überall online Zugriff auf den kompletten Datenbestand haben.
- Die Bedienung ist kinderleicht.
- Einschlägige Texte lassen sich durch die übersichtliche Recherche einfach und schnell finden.
- Mit den vierteljährlichen Updates haben Sie stets die aktuellste Version verfügbar.
- Alle Normen sind als PDF im Original-DIN-Layout enthalten.
- Mit dem Historischen Pool können Sie auch bei älteren Bauvorhaben den historischen Normenstand rekonstruieren.
- Sie müssen keine Aktualisierungslieferungen einsortieren.

Technische Baubestimmungen online

Einzelplatzlizenz € 649,- zzgl. MwSt. für ein Jahr

Firmenlizenz Standort € 2271,50 zzgl. MwSt. für ein Jahr



90 Prozent der Nutzer geben den „Technischen Baubestimmungen“ die Note gut bis sehr gut!



Testen Sie auf www.technischebaubestimmungen.de die kostenlosen Demo-Dokumente und überzeugen Sie sich vom Angebot des Online-Dienstes.

Alle Normen sind als PDF im Original-DIN-Layout enthalten. Sie können alles beliebig ausdrucken oder einzelne Textpassagen und Abbildungen in eigene Unterlagen einfügen.

www.technischebaubestimmungen.de

Die umfassende Datenbank für eine schnelle und einfache Recherche.

Beuth
Berlin · Wien · Zürich

DAMIT SIE BESCHIED WISSEN
Rudolf Müller

Prof. Dr.-Ing. habil. Ulf Nürnberger



Universität Stuttgart
Institut für Werkstoffe im Bauwesen
Pfaffenwaldring 4
70569 Stuttgart
Tel.: 0711 535848
Fax: 0711 5305189
E-Mail: ulf.nuernberger@mpa.uni-stuttgart.de

Studium der Metallkunde, TU Clausthal

1968 – 1973	Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TU Braunschweig
1972	Promotion
1974 – 2007	Otto-Graf-Institut Universität Stuttgart
1984 – 1990	Leiter des Referates „Korrosion im Bauwesen“
1987	Habilitation (Korrosion im Bauwesen)
1990 – 2003	Leiter der Abteilung „Bauchemie und Bautenschutz“
1995	Ernennung zum apl. Professor
2003 – 2007	Leiter des Fachbereiches „Erhaltung von Bauten und Anlagen“ und stellvertretender Direktor der MPA Universität Stuttgart
derzeit seit 2007	Professor an der Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen freiberufliche Tätigkeit als Sachverständiger für „Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen“

Korrosionsverhalten der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz

1 Einleitung

Metallische Verbindungen und Anschlüsse an tragenden Holzbauteilen kommen im Regelfall mit der Atmosphäre in Berührung und stehen gleichzeitig, zumindest abschnittsweise, mit dem Baustoff Holz in Berührung. In der Atmosphäre entscheiden das jeweils am Bauteil bzw. Verbindungsmittel vorherrschende Klima im Zusammenhang mit vorhandenen Luftverschmutzungen, ob und in welchem Maße Feuchte und Schadstoffe auf das Bauteil einwirken. Beim Holz entscheidet primär sein Wassergehalt über dessen Korrosivität. Feste Baustoffphasen, so auch Holz, greifen Metalle in der Regel nämlich nicht an. Deshalb gelten folgende Bedingungen für Korrosion:

- Ein zu beachtender Korrosionsangriff ist nur möglich, wenn die im Baustoff enthaltenen kapillar-, poren- oder kanalartigen Hohlräume freies Wasser enthalten.
- Des Weiteren muss durch den Hohlraumanteil des Baustoffes der zur Aufrechterhaltung der Korrosion notwendige Sauerstoff zur Metalloberfläche nachdiffundieren können, was bei in Holz eingebetteten Metallteilen im Regelfall möglich ist.
- Darüber hinaus müssen für bestimmte Korrosionssysteme (beispielsweise Aluminium oder nichtrostender Stahl im Kontakt mit einem Elektrolyten) passivitätshemmende oder passivitätszerstörende Bedingungen vorliegen. Solche Stoffe wären beispielsweise Chloride oder Säuren.
- In allen Korrosionsfällen wirkt sich erschwerend aus, wenn das Wasser metallaggressive Bestandteile aus dem Baustoff löst (bei Holz wären das bestimmte Holzschutzmittel oder Essigsäure) oder den Antransport von Schadstoffen (beispielsweise Tausalze) aus der Bauteilumgebung erleichtert.

Da solche Voraussetzungen in den meisten Fällen nicht vorliegen, ist die Korrosionsbelastung durch Baustoffe wie auch Holz meist noch geringer als jene in der Atmosphäre.

2 Korrosionsbelastung in der Atmosphäre [1,2]

2.1 Innenräume

Innerhalb von geschlossenen Gebäuden kommen metallische Bauteile und Verbindungsmittel im Regelfall nicht mit wässrigen Korrosionsmedien in Berührung und die Schadstoffbelastung ist abgesehen von Sondernutzungen gering. Eine **erhöhte Feuchte** in Innenräumen kann beispielsweise folgende Ursachen haben:

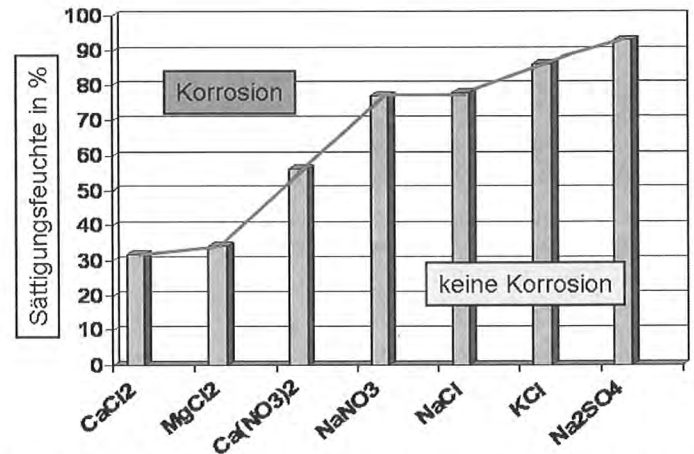


Bild 1: Hygroscopisches Verhalten einiger Neutralsalze und Einfluss hygroskopisch reagierender Salzpartikel auf die Metallkorrosion

- Nutzungsbedingt kann die Luftfeuchte andauernd erhöht sein (Feuchträume, Viehställe).
- Bei instationären Klimaverhältnissen kann sich in Verbindung mit Wärmebrücken infolge Taupunktunterschreitung Kondenswasser bilden.
- Sich ablagernde hygroskopisch reagierende Salze fördern auch in Abwesenheit von Wasser die Elektrolytbildung.

Die genannten Einflüsse führen je nach Intensität zu einer mehr oder weniger starken Durchfeuchtung berührender poröser Baustoffe (Holz), insbesondere wenn eine Austrocknung behindert ist.

Erhöhte Schadstoffgehalte können in Innenräumen folgende Ursachen haben:

- Nutzungsbedingt liegt ein erhöhter Schadstoffgehalt (Gase, Aerosole) vor (z. B. Industriegebäude, Hallenschwimmbäder, Salzlager).
- Durch das hygroskopische Verhalten von Salzen können auch in „trockenen“ Innenräumen hochkonzentrierte wässrige Salzlösungen geschaffen werden.

Die genannten Schadstoffe können von außen zusammen mit Wasser in poröse Baustoffe eindringen und sich dort durch Austrocknung und Wiederbefeuchtung aufkonzentrieren. In poröse Baustoffe eingedrungenes flüssiges Wasser kann durch Reaktion auch Schadstoffe freisetzen (beispielsweise Essigsäure in Holz).

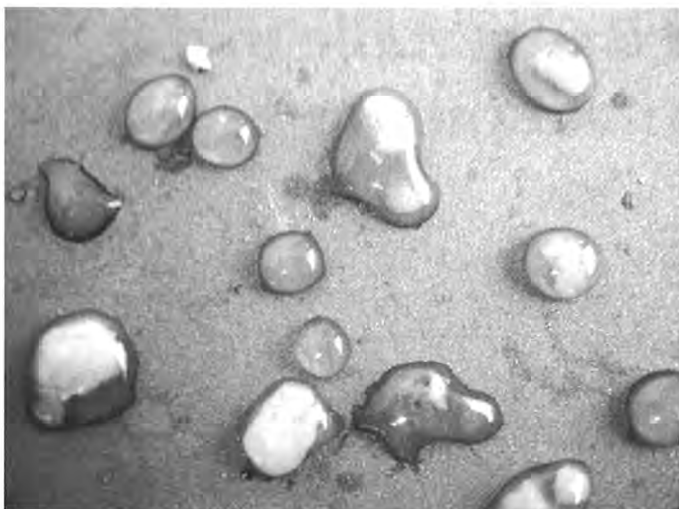


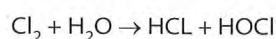
Bild 2: Calciumchlorid auf Blech aus Stahl 1.4401 in trockener Luft (≈ 45 % r. F.) nach 6 Stunden

Hygroskopisches Verhalten. Ein in Innenräumen oder beispielsweise hinter vorgehängten Fassaden zu beachtender Aspekt ist das hygroskopische Verhalten von Neutralsalzen, die auch in trockenen Innenräumen kritische Korrosionsbedingungen schaffen können. Unter „hygroskopisch“ versteht man das Verhalten eines Salzes, aus der Luft dampfförmiges Wasser zu binden und als Flüssigwasser auszuscheiden. Als ausgeprägt hygroskopische Substanzen fördern einige Salze auch bei geringen relativen Luftfeuchten die Bildung wässriger Lösungen. Bei der sog. Sättigungsfeuchte (Bild 1), einer für jedes Salz charakteristischen Luftfeuchte, bilden diese gesättigte Salzlösungen. Oberhalb der Sättigungsfeuchte nimmt das Salz bei steigender relativer Feuchte weiter Wasser auf und „zerfließt“. Mit dieser zusätzlichen Wasseraufnahme geht eine zunehmende Verdünnung der Salzlösung einher. Nach Überschreiten der Sättigungsfeuchte kann somit bei Metallen im Kontakt mit Aerosolen mit der Bildung eines Elektrolyten und mit Korrosion gerechnet werden. Calciumchlorid und Magnesiumchlorid, die anteilmäßig in Meeressalz oder Streusalz enthalten sein können, haben eine Sättigungsfeuchte von wenig mehr als 30 %. Das heißt, sie bilden bereits in sehr trockener Luft gesättigte und somit äußerst korrosionsaggressive Salzlösungen (Bild 2). Natriumchlorid hat mit einer Sättigungsfeuchte von 78 % ein erheblich geringer ausgeprägtes hygroskopisches Verhalten. Gesättigte Salzlösungen bildet dieses Salz erst in einem feuchteren Klima.

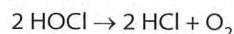
Hallenschwimmbäder. Die Schwimmhallenatmosphäre ist insbesondere im Zusammenhang mit einer Anwendung nichtrostender Stähle bedeutsam, nachdem schwerwiegende Schäden infolge Spannungsrisskorrosion an nicht ausreichend hoch legierten Werkstoffen aufgetreten sind [1, 3, 4]. Dagegen ist beispielsweise bei verzinkten Stählen [4, 5] und auch bei kupferfreiem Aluminium im Regelfall nicht mit einem starken

Korrosionsangriff zu rechnen; eine Schädigung durch Spannungsrissskorrosion ist auszuschließen. Die hohe Aggressivität der Schwimmhallenatmosphäre entsteht einerseits durch den hohen Neutralsalzgehalt der Luft und andererseits durch die Desinfektionsbehandlung des Badewassers.

Über Konvektion werden hygroskopisch reagierende Salze wie NaCl und MgCl₂ gelöst in feinsten Wassertröpfchen, aus dem Badewasser ausgetragen und lagern sich zusammen mit Stäuben auf Metallteilen ab. In solchen sich ablagernden Feststoffen wurden in üblichen Schwimmbädern bis zu 5 M.-% Chlor gefunden; in einem Mineralbad wurden 18 M.-% und in einem Solebad 40 M.-% Chlor gemessen [1]. Zum Desinfizieren von Schwimmbadwasser sind verschiedene Verfahren im Einsatz, von denen das Chlorgasverfahren am häufigsten angewendet wird. Gemäß der Reaktion



kann in der Hallenluft enthaltenes Chlor zusammen mit Wasser Salzsäure und hypochlorige Säure bilden. Letztere ist wegen ihrer starken Oxidationswirkung das eigentliche Desinfektionsmittel. Sie zerfällt in Wasser nach



zu Salzsäure und Sauerstoff. Auf diese Weise entsteht auf der Bauteiloberfläche durch Anreicherung ein saurer und salzhaltiger Elektrolyt mit hoher Ionenkonzentration, falls die Oberfläche nicht gereinigt oder mit Wasser umspült wird.

2.2 Außenatmosphäre

Freie Bewitterung

Eine Außenbewitterung ist gekennzeichnet durch

- Feuchte (wasserdampfhaltige) Luft, gelegentlichen Regen und die Möglichkeit einer Tauwasserbildung,
- Emissionen mit Anteilen von Schadgasen, vor allem Schwefeldioxid, und Staub,
- Chloridaerosole im Meeresbereich und Tausalzspritzwasser bzw. Tausalznebel neben taumittelbehandelten Verkehrsflächen.

Eine Besonderheit der atmosphärischen Korrosion ist die Bildung extrem dünner Elektrolytfilme auf der Werkstoffoberfläche und der regelmäßige Ablauf von Feucht-/Trocken-Zyklen durch Betauung und Niederschläge. In Abwesenheit hygroskopischer Salze auf der Metalloberfläche ist eine Kondensation von Wasser und damit die Bildung dünner Elektrolytfilme allerdings nur nahe 10 % möglich. In Gegenwart von Salzen als Folge einer Adsorption von Verunreinigungen aus der Atmosphäre ist der Gleichgewichtspartialdruck von Wasser aber deutlich abgesenkt

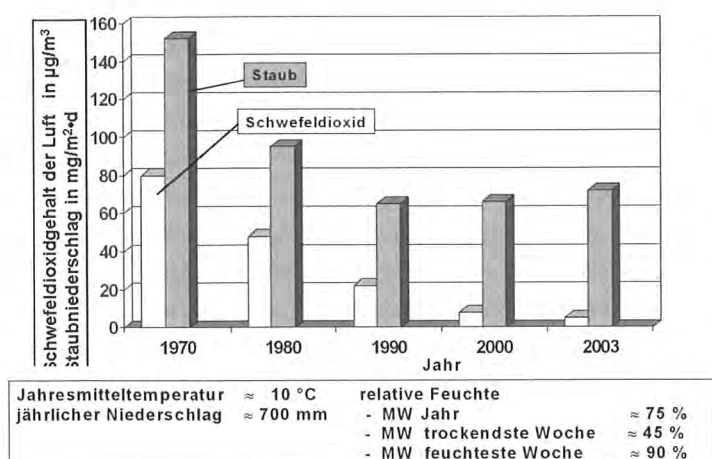


Bild 3: Schwefeldioxidgehalte und Staubbiederschläge (Jahresmittelwerte) sowie Angaben zum Klima in der Innenstadt von Stuttgart zwischen 1970 und 2003 [2]

und dünne Elektrolytfilme bilden sich schon bei geringerer relativer Feuchte. Wegen dieser Zusammenhänge nimmt die Korrosion der Metalle in der freien Atmosphäre mit steigender Luftfeuchtigkeit und Temperatur sowie dem Gehalt gasförmiger und/oder fester Verunreinigungen in der Luft zu. Unterhalb 60 % relativer Feuchte ist die Korrosion der Baumetalle sehr gering und vernachlässigbar. In Mitteleuropa herrscht gemäßigt Klima, wobei beispielsweise für eine Stadt wie Stuttgart die in Abb. 3 genannten Klimawerte charakteristisch sind.

Insbesondere für an sich korrosionsbeständige bzw. korrosionsgeschützte Bauteile bzw. Befestigungsmittel steht bei der Beurteilung des Korrosionsverhaltens die Schadstoffbelastung der örtlichen Umgebung im Vordergrund [4, 5]. Einerseits beschleunigen hohe Konzentrationen an chloridhaltigen Aerosolen, an sauren Gasen wie Schwefeldioxid und an Staubbelastungen in Verbindung mit Feuchte und erhöhten Temperaturen bei allen Baumetallen stets den Korrosionsprozess. Andererseits begünstigt Feuchte/Wasser für sich allein bei einigen zu Passivierung neigenden Metallen wie Aluminium und nichtrostendem Stahl die Korrosion nur unwesentlich bzw. gar nicht.

Kennzeichnend für die Korrosivität der Atmosphäre ist vorrangig die **Schwefeldioxid**konzentration der Luft. Erhöhte Mengen dieses Schadgases sind am ehesten in einer Stadt- und Industrielatmosphäre in Kombination mit anderen Schadstoffen (Staub, Ruß) anzutreffen. Eine erhöhte Luftfeuchtigkeit erhöht die Korrosivität in Anwesenheit von Schwefeldioxid. Der Einfluss eines schädlichen SO₂-Gehaltes auf die Korrosion der Baumetalle, beispielsweise in einer städtischen Atmosphäre, wird allerdings heutzutage häufig überschätzt, da keine hohen Konzentrationen dieses Schadgases mehr vorliegen. In den zurückliegenden zwei Jahrzehnten hat sich der SO₂-Gehalt der Luft, vor allem aber in den städtischen Ballungsräumen, drastisch reduziert. Beispielsweise in Stuttgart, wo wegen der

Kessellage eine Luftstagnation vorherrscht, lagen die aus dem Hausbrand resultierenden Gehalte an SO₂ früher zwischen 200 und 2 000 µg/m³ (Messung nach Schikorr 1960). In Industrieluft wurden zwischen 1 000 und 10 000 µg/m³ gemessen. Dagegen standen die geringen Schwefeldioxidgehalte in sog. Landluft mit 10 bis 100 µg/m³. Heutzutage werden in mitteleuropäischen Großstädten mittlere SO₂-Konzentrationen von unter 10 µg/m³ gemessen (Bild 3).

Feststoffe liegen als Salz und Staub oder Mischungen aus beiden vor. Bei den Salzen sind vor allem die Chloridsalze sehr korrosionswirksam. Bei zu Passivität neigenden Baumetallen können Chloridionen Loch- und Spaltkorrosion hervorrufen, da sie in der Lage sind, die Passivschichten zu zerstören. Salzhaltige Aerosole entstehen in Meeresnähe oder durch den Einsatz von Tausalz. In der Atmosphäre von Küstengebieten ist vor allem Natriumchlorid zu finden. Meerwasser wird in feinsten Verteilung als „Aerosol“ (feste und flüssige Teilchen von 0,1 bis 100 µm Durchmesser) vom Wind auf das Land getragen und schlägt sich auf Konstruktionen nieder. Hohe Gehalte an Aerosolen sind jedoch nur im Spritzwasser des Meeres oder in Brandungsnähe zu finden. Bereits wenige Kilometer landeinwärts sind die Gehalte gegenüber üblichen Werten in der Luft nur noch leicht erhöht (Bild 4).

Chloride in hohen Konzentrationen treten weiterhin auf in Salznebeln nahe von tausalzbehandelten Straßen und Brücken. Gestreut werden vor allem NaCl, daneben aber auch MgCl₂ und CaCl₂. Die max. Ausdehnung des Spritzwasserbereiches neben verkehrsreichen Straßen beträgt im innerstädtischen Bereich etwa bis zu 10 m, die Reichweite des geringer belastenden Sprühnebelbereiches wird mit etwa 10 bis 30 m von der gestreuten Straße angenommen, wobei jedoch die Intensität mit zunehmender Entfernung von der Straße zurückgeht. Neben gestreuten Autobahnen mit vermehrter Tausalzbelastung und höherer Geschwindigkeit der Kraftfahrzeuge können die im Sog von Fahrzeugen höher aufgewirbelten Salze bei Unterstützung durch Wind nach eigenen Untersuchungen auch bis zu 100 m weit gelangen. Neutralsalze mit hohen Anteilen von Natriumchlorid findet man auch in der Atmosphäre von Schwimmbädern (siehe oben) und von Tunneln und in manchen industriellen Emissionen.

Stäube, mit einer Größe der Dispersionen zwischen 0,1 bis etwa 300 µm, entstehen aus Abgasen der Energieerzeugung, aus der industriellen Produktion oder auch durch Wind hervorgerufenen Transport von Erdstoffen. Bei dem derzeit in der Diskussion befindlichem Feinstaub handelt es sich um (lungengängige) Teilchen bis etwa 10 µm. Solche Feinstaubbelastungen resultieren vorzugsweise aus Dieselmotoren, Reifenabrieb und zum überwiegenden Teil aus Innenräumen, vornehmlich Raucherhaushalten. In erster Linie die größeren Staubteilchen

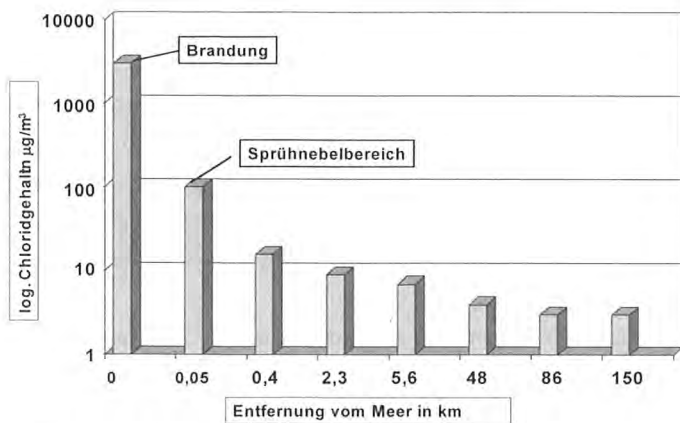


Bild 4: Chloridgehalte in der „Meeres-Atmosphäre“ (Barton)

können Schadstoffe und Wasser speichern und als Ablagerung die Korrosion beeinflussen. Während beispielsweise in den 50er-Jahren Staubemissionen noch einen wesentlichen Einfluss auf die atmosphärische Korrosion ausübten, sind diese heute nur noch von untergeordneter Bedeutung. Den Gehalt an Staubbiederschlag in der Innenstadt von Stuttgart in den letzten Jahrzehnten geht aus Bild 3 hervor.

Bei Korrosion im Freien kann eine **Beregnung** zwar durch Zuführen eines Elektrolyten und Abtrag von korrosionshemmenden Korrosionsprodukten die Korrosion fördern. Allerdings werden durch Beregnung auch Schmutz und Salzablagerungen entfernt, was die Korrosion behindert. Der letztgenannte Einfluss ist meistens dominierend, so dass in nicht beregneten Bereichen häufig ein stärkerer Korrosionsbefall vorgefunden wird als in direkt bewitterten.

Insgesamt gesehen ist, abgesehen von einer extremen Korrosionsbelastung unmittelbar am Meer, in chemisch belasteten Innenräumen, in Hallenschwimmbädern (siehe oben) oder beispielsweise in Tunneln die Korrosionsgefährdung der für Befestigungsmittel bzw. deren Überzüge verwendeten Baumetalle bei atmosphärischer Korrosionsbelastung gering. Gravierende, die Tragfähigkeit einschränkende Situationen oder gar Schadensfälle treten abgesehen von den genannten möglichen Ausnahmen praktisch nicht auf. Dem Autor ist nur eine Ausnahme bekannt geworden. Befestigungsmittel aus zinkreichem Messing (z. B. CuZn37) können bereits in normaler Stadtatmosphäre innerhalb weniger Jahre einen Tragfähigkeitsverlust infolge Entzinkung erleiden und Messing ist als einziger Konstruktionswerkstoff für Befestigungsmittel bereits in normal verunreinigter Luft anfällig für Spannungsrissskorrosion [5].

Hinterlüftete Außenwandbekleidungen [2, 6]

Hinterlüftete Außenwandbekleidungen nach DIN 18516 [7] sind ein Beispiel für die Anwendung von Verbindungsmitteln im Kontakt mit Holz (Unterkonstruktion) im Außenbereich, jedoch

sind diese nicht direkt bewittert. Die korrosive Belastung hinter der Bekleidung im Luftspalt und bei Kontakt mit Baustoffen resultiert zunächst aus dem Makroklima außerhalb der Fassade (siehe oben, freie Bewitterung). Des Weiteren sind bauphysikalische Parameter des Wandaufbaus (Transport und Verteilung von Wärme und Feuchtigkeit) und chemische Einwirkungen aus (feuchten) Baustoffen zu beachten. Korrosionsbedingte Gefährdungen sind am ehesten dann zu erwarten, wenn aus dem Feuchtehaushalt hinter der Bekleidung eine schädliche Durchfeuchtung des berührenden Holzes resultiert und das Metall/der Überzug des Befestigungsmittels empfindlich auf diesen Zustand reagiert.

Feuchtehaushalt. Hinterlüftete Außenwandbekleidungen schützen vor einer Durchfeuchtung infolge Schlagregen und bieten Vorteile für das Raumklima (Wärmeschutz im Sommer, Kälteschutz im Winter) und das Korrosionsverhalten der Befestigungsmittel. Durch die große Breite des hinterlüfteten Spaltes ist eine durch Schlagregen bedingte Durchfeuchtung einer Wärmedämmung oder Holzunterkonstruktion gering, bei starker Schlagregenbeanspruchung und ungünstiger Exposition des Gebäudes aber auch nicht völlig auszuschließen.

Berechnungen zum Tauwasseranfall in Wänden werden üblicherweise für den stationären Fall geführt. Stationäre Verhältnisse werden auch den in der DIN 4108-3 [8] angestellten Überlegungen zugrunde gelegt. Hier werden nur Mittelwerte der Temperatur und des Wasserdampfteildrucks verwendet mit der Forderung, dass über ein ganzes Jahr gesehen das gesamte Tauwasser wieder aus der Wand verdunsten bzw. abgeführt werden muss. Im instationären Fall der relativ schnellen Temperaturschwankungen (z. B. zwischen Tag und Nacht) stellt sich tatsächlich kein solcher idealisierter Zustand ein und aus sog. instationären Fällen mit vorübergehender intensiver Kondenswasserbildung ergeben sich temporäre Korrosionsbelastungen von metallischen Bauteilen und Verbindungsmitteln. Ungünstig wirken sich dabei Wärmebrücken im Fassadenbereich aus. Es existieren eine Reihe von klimatischen Einflüssen, welche Kondenswasserbeanspruchung durch instationäre Verhältnisse begünstigen und zu einer zumindest vorübergehenden intensiven Kondenswasserbildung innerhalb der Wand führen können [2]. Auch durch die Belüftung selbst kann warm-feuchte Luft aus dem Außenbereich in den Luftspalt gelangen und sich dort auf kälteren Baustoffen niederschlagen. Durch Abtropfen oder Abfließen kann dieses beträchtliche Feuchteerhöhungen z. B. im Dämmstoff oder auch hölzernen Unterkonstruktionen zur Folge haben [9]. Die Feuchtigkeitsanreicherung in porösen Baustoffen im Hinterlüftungsbereich aufgrund der genannten Einflüsse ist auf jeden Fall kritischer einzustufen als infolge einer Wasserdampfdiffusion aus dem Gebäudeinnern.

Schadstoffgehalt. Korrosiv wirkende Stoffe wie saure Gase, aber auch die korrosionsschädlichen Chloride, können sich hinter einer Bekleidung anreichern, falls zusammen mit Feuchte in ausreichend hohen Konzentrationen von außen angeboten. Sich ablagernde Chloridsalze erfüllen in diesem Zusammenhang auch in Abwesenheit von Flüssigwasser als hygroskopische Substanzen eine wichtige Voraussetzung für Korrosion, in dem sie (auch bei geringen relativen Feuchten der Luft) die Elektrolytbildung fördern (Abschn. 2.1).

Während eine Chloridbeanspruchung durch Meeresluft bei einer Außenwandbekleidung in Meeresnähe relativ gleichmäßig über die gesamte Bauwerkshöhe erfolgt, wirkt Tausalz bei der Fassade entlang einer salzbehandelten Straße vor allem in Bodennähe. Durch die Strömung im hinterlüfteten Spalt können salzhaltige Teilchen theoretisch über mehrere Stockwerke nach oben transportiert werden.

2.3 Kontakt mit Holz [1, 10]

Für die korrosive Belastung metallischer Bauteile im Kontakt mit porösen Baustoffen (Wärmedämmstoff, Holz) ist von erheblicher Bedeutung, ob diese in ihren inneren Poren und Hohlräumen das für die Korrosion erforderliche freie Wasser enthalten. Wenn kein Wasser an die Oberfläche herangeführt und durch kapillares Saugen aufgenommen wird, stellt sich stets eine vergleichsweise niedrige Ausgleichsfeuchte ein. Die Baustoffe sind dann „trocken“ und im Kontakt mit Baumetallen ist eine schädigende Korrosion meist ausgeschlossen.

Holz verhält sich als offenzelliger Baustoff im Kontakt mit Feuchtigkeit ähnlich wie ein offenzelliger Wärmedämmstoff. Es kann bei entsprechendem Angebot Wasser kapillar und über Wasserdampfdiffusion aufnehmen, dieses binden und es gibt diese Feuchte nur langsam wieder ab. Bei steigender relativer Luftfeuchte reichert sich gebundenes Wasser zunächst in den Zellwänden des Holzes an und die Holzfeuchte nimmt gemäß Abb. 5 zu. Oberhalb der Fasersättigungsfeuchte (etwa 30 M.-% Wasser bei Nadelhölzern) liegt freies Wasser in den Zellräumen vor.

Metallkorrosion im Kontakt mit Holz erfordert eine Holzfeuchte von mindestens 16 bis 18 M.-% Wasser. Dieses erfordert, bezogen auf eine Temperatur von 20 °C, eine relative Luftfeuchte von rd. 80 bis 85 % (Bild 5). Verstärkte Metallkorrosion im Kontakt mit Holz erfordert jedoch eine Feuchte von > 30 M.-%. Bei nicht bewittertem Fichtenholz im Freien (z. B. in einer offenen Lagerhalle oder im Hinterlüftungsbereich von Fassaden) stellt sich auf Dauer eine Feuchte von etwa 10 bis 13 M.-% ein. Diese entspricht einer Lagerung des Holzes bei 55 bis 70 % relativer Luftfeuchte. Vorübergehend höhere Luftfeuchten und auch kurzzeitig auftretende Benetzungen mit Wasser können lediglich in den Oberflächenschichten des Holzes zu Feuchtigkeitserhöhungen führen, da die Wasseraufnahme über

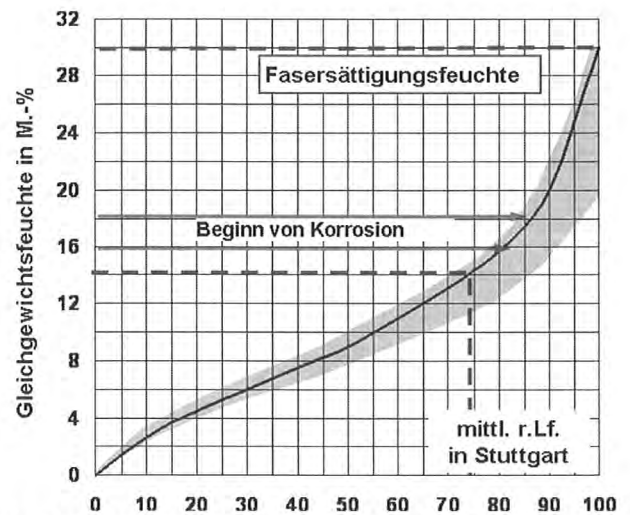


Bild 5: Sorptionsisotherme für Fichtenholz bei 20 °C

Wasserdampfdiffusion und kapillares Saugen ein langsamer Prozess ist. Bei Bewitterung sind Feuchten im Holz oberhalb 20 M.-% möglich.

Aus diesen Zusammenhängen ist abzuleiten, dass z. B. bei überdachten oder gegen Bewitterung geschützten Holzkonstruktionen Korrosionsvorgänge bei Metallteilen im Kontakt mit Holz eine eher vernachlässigbare Rolle spielen, da sich auf Dauer zu geringe Wassergehalte im Holz einstellen. Aber selbst bei Metallteilen im Kontakt mit bewittertem Holz ist keine stärkere Korrosion als bei direkt bewitterten Metallteilen zu erwarten (Abschn. 4.1).

Manche Holzsorten können bei Durchfeuchtung und unterstützt durch erhöhte Temperaturen sauer reagieren [10]. Holz enthält Essigsäure, die als Ester an Zellulose gebunden ist. Bei Anwesenheit von Wasser können die Ester hydrolysieren und Essigsäure freisetzen. Wässrige Auszüge weisen je nach Holzart pH-Werte zwischen 3,3 und 3,9 (Eiche) bzw. 4,3 und 5,3 (Nadelhölzer) auf. Solche Vorgänge fördern grundsätzlich die Korrosion der Metalle im Kontakt mit dem nassen Holz oder im Dampfraum in der unmittelbaren Umgebung des Holzes. In trockenen Hölzern, mit mittleren Feuchten unter 20 M.-%, spielen diese Zusammenhänge jedoch keine Rolle.

3 Regelwerke

DIN EN ISO 12944-2 [11]

Bei der Freibewitterung von Baumetallen haben vor allem der Atmosphärentyp (Land-, Stadt-, Industrie-, Meeresatmosphäre) und die örtlichen klimatischen Bedingungen Einfluss auf die Art und den Umfang eines Korrosionsangriffes. Auf der Basis neuerer Messungen wurden in der DIN EN ISO 12944-2 [11] sowohl für den Außenbereich (Tabelle 1) als auch Innenbereich (Tabelle 2) Korrosivitätskategorien definiert und diesen typische Umgebungen zugeordnet. Dieses soll dem mit der Materie Korrosion

Tabelle 1: Korrosivitätskategorien für Außenatmosphären nach DIN EN ISO 12944-2 [11] und korrosive Belastung typischer Regionen (Zahlenangaben: Anhaltswerte der Literatur in µg/m³)

Korr.-kategor.	Chloridbelastung ¹⁾			SO ₂ - Belastung		
	gering	bis 10	> 10 km vom Meer	gering	bis 25	ländliche Atmosphäre
C2	gering	bis 10	> 10 km vom Meer	gering	bis 25	ländliche Atmosphäre
C3	mäßig	bis 15	10 – 1 km vom Meer Sprühnebel neben Straße	mäßig	25 – 100	belastete Stadt- und Industrieatmosphäre
C4	stark	bis 100	1 km – 50 m vom Meer, Spritzwasser neben Straße	stark	100 – 1000	stark belastete Industrieatmosphäre
C5	sehr stark	größer 100	Brandung Offshore	sehr stark	1000 – 50000	Industriebetrieb, sehr stark belastete Atmosphäre

¹⁾ Chloridgehalte beziehen sich auf die Meeresküste.

nicht so vertrauten Ingenieur eine grobe Abschätzung der in einem speziellen Fall vorliegenden atmosphärischen Belastung ermöglichen, um hieraus einerseits das zu erwartende Korrosionsverhalten eines Metalls abschätzen und die sachgerechte Wahl eines geeigneten Korrosionsschutzsystems treffen zu können. Die Angaben zur Außenatmosphäre sind in der Norm jedoch sehr unpräzise. Um die Einstufung einer Korrosivitätskategorie und die Festlegung des erforderlichen Korrosionsschutzes zu erleichtern, wurden die Angaben zur korrosiven Belastung durch Schwefeldioxid und Chloridsalze durch Zahlenwerte typischer Regionen bzw. Korrosionsbelastungen erweitert (Tabelle 1) [2, 6].

Die Zusammenhänge zeigen, dass es im baulichen Bereich vielerlei Möglichkeiten gibt, bei welchen Feuchte sowie schwefeldioxidhaltige Gase und Chloridsalze an Baukonstruktionen gelangen können. Schließt man bei Bauwerken im Außenbereich allerdings

- die z. B. in Deutschland kaum noch vorkommenden industriellen Bereiche mit aggressiven und vor allem SO₂-angereicherten Schadgasemissionen (C4 und C5),
- sowie unmittelbare Küstenbereiche mit starker bis sehr starker Salzbelastung C4 und C5 (weit unter 5 % der Landfläche Deutschlands)
- und die unmittelbare Nähe von taumittelbehandelten Verkehrsflächen mit hohem Verkehrsaufkommen (C4)

aus, so entfällt bei Freibewitterung auf mehr als 95 % der deutschen Landfläche nur eine Atmosphäre mit geringer bis mäßiger Korrosionsbelastung C2 bzw. C3.

DIN 18516-1 [7]

Baustoffe, die mit Tauwasser in Berührung kommen, dürfen nicht durch Korrosion geschädigt werden. Es wird daher in DIN 4108-3 [8] die Forderung gestellt, dass zur Vermeidung von Korrosionsschäden die anfallende Tauwassermenge zu begrenzen ist und über einen bestimmten Zeitraum gesehen das gesamte

Tabelle 2: Korrosivitätskategorien für Innenatmosphären nach DIN EN ISO 12944-2 [11]

Korr.-kategor.	typische Umgebung		Korrosionsbelastung
C1	geheizte Innenräume	trockenes Klima, keine Verunreinigungen	unbedeutend
C2	ungeheizte Innenräume, offene Hallen, Lager	Kondensation möglich, keine Verunreinigungen	gering
C3	Produktionsräume, Viehställe	hohe Feuchte/Kondensat, geringe Verunreinigungen	mäßig
C4	Chemieanlagen, Hallenschwimmbäder, intensiv genutzte Feuchträume, Bootsschuppen über Meerwasser	hohe Feuchte/Kondensat und mäßige Verunreinigungen (saure Schadgase, Meeres-aerosole)	stark
C5-I	industrielle Gebäude/Bereiche	hohe Feuchte/Kondensat, starke Verunreinigungen mit vor allem Schadgasen	sehr stark (Industrie)
C5-M	Küsten-, Offshorebauten, Salzlager, Parkdecks (Tausalz)	hohe Feuchte/Kondensat, starke Verunreinigungen mit vor allem Aerosolen/Salz	sehr stark (Meer, Tausalz)

z. B. innerhalb einer Wand in flüssiger oder gasförmiger Form anfallende Wasser wieder aus der Wand abgeführt werden muss.

Die DIN 18516 [7] für hinterlüftete Außenwandbekleidungen nennt hierzu eine Reihe konstruktiver Regeln, welche z. B. den Schlagregenschutz betreffen. Zur Reduzierung einer erhöhten Baufeuchte und Luftfeuchte im Spalt, weiterhin zur Abführung von eventuell eingedrunenem Niederschlag und von Tauwasser an der Innenseite der Bekleidung sowie zur kapillaren Trennung der Bekleidung von der Wärmedämmung bzw. der Wandoberfläche ist eine Hinterlüftung erforderlich. Bei Hinterlüftung resultiert eine erzwungene vertikale Luftbewegung im Spalt, die sowohl thermisch bedingt ist, als auch durch Wind ausgelöst werden kann. Dadurch soll der Wasserdampfpartialdruck der Luft im Spalt auf Dauer begrenzt, d. h. an die Außenatmosphäre angeglichen werden. Im Baustoff oder auf Oberflächen abgedichtetes Wasser wird dabei in erster Linie über Verdunstung abgeführt. Diese Anforderung wird in der Regel erfüllt, wenn die Außenwandbekleidung mit einem Abstand von mindestens 20 mm vor der Außenwand angeordnet wird. Der geforderte Abstand soll auch ausschließen, dass ein großflächiger Kontakt zwischen der Bekleidung und der Wand bzw. Wärmedämmung und letztlich auch einer Unterkonstruktion aus Holz stattfindet und Tauwasser wieder kapillar von der Rückseite der Vorsatzschale in die genannten Baustoffe zurückgeleitet wird.

Bei Fassadenkonstruktionen, die diesen feuchtetechnischen Anforderungen (Nachweis der Sicherheit gegen Kondensation und Tauwasserfreiheit im Hinterlüftungsbereich und anfallende Feuchtigkeit muss wieder abgeführt werden) genügen, sollte man bei einwandfreiem Witterungsschutz normalerweise davon ausgehen, dass die Korrosionsbeanspruchung metallener Befestigungsmittel im Bereich hinter der Bekleidung eher geringer ist als bei Freibewitterung.

Die für Befestigungsmittel von hinterlüfteten Außenwandbekleidungen nach DIN 18516-1 zugelassenen Werkstoffe bzw.

Tabelle 3: Mindestanforderungen an den Korrosionsschutz für metallische Bauteile und Verbindungsmittel bei hinterlüfteten Fassaden nach DIN 18516-1 [7] und Holzbauwerken nach DIN 1052 [12]

	DIN 18516 Fassaden	DIN 1052 Holzbauwerke		
	Außenbereich ≈ C2 und C3 nach DIN 12944	Nkl. 1 sowie Nkl. 2 bei geringer Korros.belastung ≈ C1 bzw. C2 DIN EN ISO 12944	Nkl. 2 bei mäßiger Korros.belastung ≈ C3 DIN EN ISO 12944	Nkl. 3 sowie Nkl. 2 bei starker Korros.belastung ≈ C4 und C5-I DIN EN ISO 12944
Luftfeuchte, typische Verwendung	bewitterte Konstr. in Stadtklima	5-15 % bzw. 10-20% trock. Innenräume, offene Hallen	10- 20 % Produktionsräume, Viehställe	12-24% bzw.10-20% bewitterte Bauteile, Nassräume, Hallenbäder
Stahl geschützt	nicht erlaubt	erlaubt	erlaubt	nicht erlaubt
Verzinkung	nicht erlaubt	7 – 55 µm	7 – 55 µm z.T. gelbchromatiert	55 µm
Verzinkung, Schutzsystem	Beschichtung nach DIN 12944		20 µm Zink plus Beschichtung nach DIN 55928-8	Beschichtung nach DIN 12944 und DIN 55928-8
nicht- rostender Stahl	zugängliche Konstr. Widerst.klasse II unzugängl. Konstr., Widerst.klasse III			nichtrostender Stahl Widerstandsklasse III bzw. IV
Aluminium	z.B. AlMgSi 0,5 AlMg2,5	Kupferfreie	Legierungen	aggress. Atmosph.: beschichtet
Kupfer- erbstoffe	z.B. Reinkupfer Messing CuZn37			

Korrosionsschutzsysteme sind in Tabelle 3 aufgeführt. Beispielsweise die Verwendung von verzinktem Stahl ist für den Außenbereich nicht erlaubt. Bei den nichtrostenden Stählen wird in Anlehnung an die Zulassung dieser Werkstoffe (siehe unten) bei der Werkstoffauswahl zwischen zugänglichen und nicht zugänglichen Konstruktionen bzw. Befestigungs- und Verbindungsmitteln unterschieden. Es sind Befestigungsmittel aus zinkreichem Messing erlaubt, obwohl dieser Werkstoff in der am meisten verwendeten Zusammensetzung (etwa CuZn37) bereits unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen zu Entzinkung mit einhergehendem Festigkeitsverlust und zu Spannungsrisskorrosion neigt [1]. Die Anforderungen an den Korrosionsschutz sind nicht konform mit jenen an Bauteile für Befestigungsmittel für Holzkonstruktionen nach DIN 1052 [35] (siehe unten).

DIN 1052 [12]

Die DIN 1052 [12] unterscheidet in Abhängigkeit von der baulichen Situation und Feuchtebeanspruchung im Hinblick auf eine Korrosionsgefährdung von Bauteilen und Verbindungsmitteln für Holzkonstruktionen drei Gefährdungsklassen, in welche sich drei Nutzungsklassen einordnen, die wiederum Bezug nehmen auf die Korrosivitätskategorien C1 bis C5 nach DIN EN ISO 12944-2 [11]. Als Maßnahmen gegen Korrosion kommen Metallüberzüge und/oder Beschichtungen oder die Verwendung geeigneter nichtrostender Stähle in Betracht.

Die **Nutzungsklasse 1** ist gekennzeichnet durch ein Klima mit etwa 20 °C und einer relativen Luftfeuchte, deren Höhe nur für wenige Wochen pro Jahr einen Wert von 65 % übersteigt, wie in allseitig geschlossenen und beheizten Bauwerken. Unter solchen Bedingungen stellt sich bei Hölzern erfahrungsgemäß im Mittel nur eine sehr geringe Feuchte ein; das Holz ist prak-

tisch „trocken“ und im Kontakt mit Baumetallen entsteht keine Korrosion.

Die **Nutzungsklasse 2** ist gekennzeichnet durch ein Klima mit etwa 20 °C und einer relativen Luftfeuchte, deren Höhe nur für wenige Wochen pro Jahr einen Wert von 85 % übersteigt, wie z. B. bei überdachten offenen Bauwerken. Unter solchen Bedingungen stellt sich bei Hölzern erfahrungsgemäß im Mittel nur eine Feuchte bis etwa 20 M.-% ein; auch diese Feuchte im Holz reicht nicht aus, um im Kontakt mit Baumetallen nennenswerte Korrosion zu bewirken.

Die **Nutzungsklasse 3** erfasst Klimabedingungen, die zu höheren Luftfeuchten führen können, als in Nutzungsklasse 2 angegeben, z. B. für Konstruktionen, die der Witterung ausgesetzt sind.

Die DIN 1052 stellt in den drei Gruppen folgenden Bezug zu den Korrosivitätskategorien C1 bis C5 der DIN EN ISO 12944-2 (Tabellen 1 und 2) her:

I: Nutzungsklassen 1 und 2, Letztere bei unbedeutender oder geringer Korrosionsbelastung,

– entspricht den Korrosivitätskategorien C1 bzw. C2,

II: Nutzungsklasse 2 bei mäßiger Korrosionsbeanspruchung

– entspricht der Korrosivitätskategorie C3,

III: Nutzungsklasse 3 und 2, letztere bei starker Korrosionsbelastung,

– entspricht den Korrosivitätskategorien C4 und C5-I.

Tabelle 3 nennt für die bezeichneten Gruppen I bis III bzw. die zugehörigen Korrosivitätskategorien die erforderlichen Korrosionsschutzmaßnahmen für metallische Bauteile und Verbindungsmittel für den Holzbau und vergleicht diese mit den Anforderungen der DIN 18516-1 [7] für hinterlüftete Außenwandbekleidungen. Die Anforderungen an den Korrosionsschutz sind nach beiden Normen (DIN 1052 bzw. DIN 18516-1) recht unterschiedlich, obwohl die Anwendungsbereiche vergleichbar sind oder gar sich überschneiden. Auffällig ist:

- Nach DIN 1052 ist beispielsweise die Verzinkung als Korrosionsschutz unter Bedingungen wie Dauerfeuchte und Außenbereich zugelassen, nach DIN 18516 werden hierfür ausdrücklich höherwertigere Schutzmaßnahmen verlangt.
- Unter aggressiven Bedingungen, wie sie beispielsweise in Viehställen vorherrschen, sind nach DIN 1052 Zinkdicken von 7 µm erlaubt, wobei unter diesen Verhältnissen jedoch Zinkabtragungen bis zu 2 µm/Jahr zu berücksichtigen sind.
- Aluminium ist in DIN 1052 nicht geregelt, obwohl Verbindungsmittel im Holzbau vielfach aus diesem Werkstoff hergestellt werden. Kupferfreie Aluminiumlegierungen könnten jedoch in allen Nutzungsklassen Verwendung finden, wobei Feuchte allein oder Kontakt mit feuchtem Holz diesen Werkstoff nicht zerstörend angreift.

Tabelle 4: Einteilung der nichtrostenden Stähle für das Bauwesen in Widerstandsklassen [13]

Werkstoff-Nr.	Kurzname	Korrosionswiderstandsklasse	Korrosionswiderstandsklasse KWK			
			I	II	III	IV
1.4003 1.4016	X2Cr 11 X6Cr 17	I				
1.4318 1.4567 1.4301 1.4541	X2CrNiN 18-7 X3CrNiCu 18-9 X5CrNi 18-10 X6CrNiTi 18-10	II				
1.4401 1.4404 1.4571 1.4439 1.4362	X5CrNiMo 17-12-2 X2CrNiMo 17-13-2 X6CrNiMoTi 17-12-2 X2CrNiMoN 17-13-5 X2CrNiN 23-4	III				
1.4462 1.4539 1.4529 1.4565 1.4547	X2CrNiMoN 22-5-3 X1NiCrMoCuN 25-20-5 X1NiCrMoCuN 25-20-7 X3CrNiMnMoNbN 23-17-5-3 X1CrNiMoCuN 20-18-7	IV				

- Die erforderlichen Korrosionsschutzmaßnahmen der DIN 1052 erscheinen aus hiesiger Sicht nicht immer ausreichend. Eine Verzinkung würde ein erhöhtes Gefahrenpotenzial darstellen, wenn bestimmungsgemäß oder im Störfall Kontakt mit feuchtem/nassen Holz besteht.

Zulassung nichtrostende Stähle

In der bauaufsichtlichen Zulassung Z-30.3.6, „Bauteile und Verbindungsmittel aus nichtrostenden Stählen“ des DIBt in Berlin [13] wird in erster Linie die technische Korrosionsbeständigkeit (sicherheitsrelevante Aspekte des Korrosionsschutzes) und nicht die dekorative Beständigkeit (z. B. Verfärbungen durch Korrosionsprodukte) behandelt und geregelt. Für Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen sind im Sinne der Zulassung Wanddickenabnahmen durch Loch- bzw. Spaltkorrosion und die Spannungsrisskorrosion von Bedeutung.

Die in der bauaufsichtlichen Zulassung aufgeführten Stahlsorten erfüllen Anforderungen an bestimmte Korrosionsbelastungen und sind in Widerstandsklassen eingeteilt (Tabelle 4). Für Innenräume kommt der Einsatz von Stählen einer Widerstandsklasse I infrage.

Bei Bauteilen und Verbindungsmitteln für Anwendungen nach DIN 18516 [7] und DIN 1052 [12] nehmen Werkstoffe einer Widerstandsklasse II und III eine zentrale Bedeutung ein, obwohl gerade Dübel im Betonbau meist aus höherwertigeren Werkstoffen einer Widerstandsklasse IV (Werkstoff-Nr. 1.4529) hergestellt werden.

Die erforderliche Werkstoffauswahl bei atmosphärischer Exposition hängt ab von den jeweiligen Korrosionseinwirkungen. Die neue Zulassung für nichtrostende Stähle [13] ordnet bestimmten Korrosionseinwirkungen (Expositionen genannt) die in Tabelle 4 aufgeführten nichtrostenden Stähle der Widerstandsklassen I bis IV zu. Gegenüber der zuvor gültigen Zulassung sind die Anforderungen an die Stahlgüte eher geringer geworden. Hierbei wird offensichtlich der Tatsache Rechnung

Tabelle 5: Auswahl nichtrostender Stähle bei atmosphärischen Expositionen [13]

Einwirkung	Exposition	Ko. ⁵⁾	Kriterien / Beispiele		Korrosionswiderstandsklasse KWK			
			M	S	I	II	III	IV
Feuchte (Mittelwerte)	SF0 trocken		< 60% r. F.		X			
	SF1 selten feucht		60–80 % r. F.		X			
	SF2 häufig feucht		80–95 % r. F.		X			
	SF3 dauernd feucht		> 95 %			X		
Chloridgehalt der Umgebung M: Entfernung vom Meer S: Abstand belebter Straßen mit Taumittelbehandlung	SC0 gering	C2	M > 10 km	S > 100 m	X			
	SC1 mittel mäßig	C3	M 1 km bis 10 km	S 10 bis 100 m (Sprühnebel)		X		
	SC2 hoch stark	C4	M < 1 km	S < 10 m (Spritzwasser)				X ¹⁾
	SC3 sehr hoch sehr stark	C4	Hallenbäder, Straßentunnel					X
Belastung durch Gase (SO ₂ , Cl ₂ ,...)	SR0 gering	C2	Land-, Stadtklima		X			
	SR1 mittel	C3	Industrieklima					X ¹⁾
	SR2 hoch		Hallenbäder, Straßentunnel					X ²⁾
pH-Werte an der Oberfläche	SH0 alkalisch		pH < 9 z. B. Betonkontakt		X			
	SH1 neutral		pH 5 bis < 9		X			
	SH2 schwach sauer		pH 3 bis < 5 z. B. Holzkontakt			X		
	SH3 stark sauer		pH ≤ 3					X
Lage der Bauteile	SL0 innen	C1 C2	beheizte und nicht beheizte Innenräume		X			
	SL1 außen bewittert		frei stehende Konstruktionen					X ³⁾
	SL2 außen überdacht		überdachte Konstruktionen					X ³⁾
	SL3 außen unzugänglich		hinterlüftete Fassaden					X

- 1) Durch regelmäßige Reinigung zugänglicher Konstruktionen oder direkte Beregnung wird die Korrosionsbelastung erheblich verringert, so dass um eine KWK abgemindert werden kann. Bei möglicher Aufkonzentration der Stoffe auf der Oberfläche ist eine KWK höher zu wählen.
- 2) Durch regelmäßige Reinigung zugänglicher Konstruktionen kann die Korrosionsbelastung erheblich verringert werden, so dass Abminderung um eine KWK möglich ist.
- 3) Bei Begrenzung der Lebensdauer auf 20 Jahre ist eine Abminderung auf KWK I möglich, wenn Lochkorrosion bis 100 µm toleriert wird (keine optischen Anforderungen).
- 4) Als unzugänglich werden Konstruktionen eingestuft, deren Zustand nicht oder nur unter erschwerten Bedingungen kontrollierbar ist und die im Bedarfsfall nur mit sehr großem Aufwand saniert werden können.
- 5) Korrosivitätskategorie nach DIN EN ISO 12944

getragen, dass die Schadstoffbelastungen in der Atmosphäre, wie in [2, 6] mehrfach herausgestellt wurde, bisher eher überschätzt wurden.

Die Korrelation zwischen Exposition und erforderlicher Stahlauswahl geht aus Tabelle 5 hervor. In die Beurteilung gehen eine Reihe von Kriterien ein, die speziell für das Korrosionsverhalten der nichtrostenden Stähle wesentlich sind. Von Einfluss sind die Einwirkung von Feuchte (1. Zeile), die Einwirkung von Chloriden (2. Zeile), die Einwirkung von Schadgasen (3. Zeile), der pH-Wert des Mediums an der Oberfläche von sauer bis alkalisch (4. Zeile) und die Lage der Bauteile (z. B. beregnet ja/nein und die Zugänglichkeit des Bauteils) (5. Zeile). Die Einwirkung, welche die höchste Korrosionswiderstandsklasse ergibt, ist jeweils maßgebend.

Die Beurteilung der Korrosivität nach den in Tabelle 5 genannten Expositionen ist sehr komplex. Eine vereinfachte Einteilung und eine Anlehnung an die Kriterien (Korrosivitätskategorien) der DIN EN ISO 12944 [11] wäre wünschenswert gewesen. Diese

haben sich in der Bautechnik durchgesetzt und werden auch von nicht chemisch versierten Ingenieuren verstanden. Bei Mischkonstruktionen sind nichtrostende Stähle zudem vielfach mit anderen in DIN EN ISO 12944 [11] geregelten Korrosionsschutzmaßnahmen kombiniert. In Tabelle 5 sind daher Querweise auf die Korrosivitätskategorien C1 bis C4 angegeben. Die erforderliche Werkstoffauswahl nach Tabelle 5 ist in einigen Punkten auch schwer verständlich:

- Wenn beispielsweise wegen geringer Korrosionsbelastung gemäß Zeilen 1 bis 4 (Expositionen SF1, SC0, SR0, SH1) der Stahl einer Widerstandsklasse I eingesetzt werden könnte, muss jedoch der Stahl einer Widerstandsklasse III verwendet werden, wenn – z. B. bei hinterlüfteten Außenwandbekleidungen (in reiner Landluft) der Fall – das Bauteil nicht zugänglich ist. Wegen Nichtzugänglichkeit des Bauteils gleich zwei Widerstandsklassen höher wählen zu müssen, ist durch die Korrosionsbelastung und die notwendige Bausicherheit nicht zu begründen.
- Der Kontakt mit Holz in Zeile 4 (Exposition SH2) wird grundsätzlich so gewertet, dass ein Stahl der Widerstandsklasse II erforderlich ist. Begründet wird dieses mit dem geringen pH-Wert. Holz ist aber im Regelfall so trocken, dass überhaupt keine Essigsäure freigesetzt wird und der pH-Wert demnach nicht niedrig sein kann (Abschn. 2.3).

4 Korrosion der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz [1]

4.1 Verzinkter Stahl

Es existieren mehrere Möglichkeiten einer Aufbringung von Zink auf Stahl in Form von Baustahl, Blech oder Befestigungselementen. Die entstehenden metallischen Überzüge unterscheiden sich je nach Verfahren durch deren Aufbau und Dicke. Vor allem die Schichtdicke ist für die Dauer des Korrosionsschutzes von Bedeutung. Die aus unlegiertem Zink erzeugten traditionellen Überzüge werden mit folgenden Verfahren erstellt:

Stückverzinkung. Baustähle werden bei der Stückverzinkung kurzfristig in eine Zinkschmelze von 460 °C eingetaucht. Bei dieser Feuerverzinkung erfolgt eine metallurgische Reaktion von Zink und Stahl und die Bildung von Eisen-Zink-Legierungsschichten. Beim Herausziehen der Bauteile aus dem Zinkbad überlagert eine Reinzinkauflage die Legierungsschicht. Die Gesamtdicke des metallischen Überzuges liegt je nach Stahlzusammensetzung, Bauteildicke, Verzinkungsbedingungen etc. größenordnungsmäßig bei 100 bis 150 µm. Mechanische Verbindungsmittel für die Befestigungstechnik werden häufig im Hochtemperaturbereich um 550 °C verzinkt und die Zinkdicke beträgt etwa 50 µm.

Bandverzinkung. Bänder (Bleche) werden überwiegend im Schmelztauchverfahren feuerverzinkt, daneben durch elektroly-

tische Abscheidung von Zink. Zur Herstellung von feuerverzinktem Band wird meist das Sendzimirverfahren, ein modifiziertes kontinuierliches Verfahren angewendet. Die Schichtdicke des nahezu ausschließlich aus Reinzink bestehenden Überzuges liegt zwischen 10 und 40 µm je Blechseite.

Galvanisches/elektrolytisches Verzinken. Kleinteile für die Befestigungstechnik werden häufig galvanisch verzinkt. Die Dicke des aus Reinzink bestehenden Überzuges liegt häufig zwischen 5 und 15 µm. Im Durchlaufverfahren elektrolytisch verzinkte Bänder (im Bauwesen meist für den Innenausbau verwendet) weisen Zinkdicken von etwa 2,5 bis 10 µm auf.

Schutzwirkung in der Atmosphäre [1, 14, 15]

Zink und Zinküberzüge auf Stahl sind bei Angriff natürlicher Medien (Atmosphäre, Wasser, Böden) und bei Kontakt mit feuchten Baustoffen aufgrund einer Ausbildung schützender Deckschichten aus festen Korrosionsprodukten im Allgemeinen sehr korrosionsbeständig. An der Atmosphäre entsteht unter der Einwirkung der Luftfeuchte zunächst Zinkhydroxid, das mit dem Kohlendioxid der Luft zu basischem Zinkcarbonat umgewandelt wird. Dieses Reaktionsprodukt ist schwer wasserlöslich und bildet somit eine Schutzschicht (Deckschicht). Die Deckschichten übernehmen den Schutz des Zinks und behindern die Zinkkorrosion. Durch diese Korrosionsbeständigkeit wird bei einer Verzinkung auch der darunter befindliche Stahl vor Korrosion geschützt. Mit der Zeit wird diese Schutzschicht durch Witterungseinflüsse abgetragen und aus dem Zinkuntergrund ständig erneuert, was letztlich eine Flächenkorrosion des Zinks bewirkt. Dieser Abtrag erfolgt über größere Zeiträume, gemittelt mit zeitlich konstanter Korrosionsgeschwindigkeit, falls die Korrosionsbedingungen gleich bleiben. Ob und in welchem Umfang Zink den Stahl schützt, hängt also davon ab, ob sich im entsprechenden Medium oder bei Kontakt mit einem Baustoff Deckschichten ausbilden und ob diese auch unter Berücksichtigung von umgebungsbedingten Veränderungen stabil bleiben.

In Luft steht zwar in ausreichendem Maße Sauerstoff für die Korrosion zur Verfügung, jedoch ist der Wasserdampfgehalt der Luft nur dann ausreichend hoch, wenn die relative Feuchte der Luft etwa 70 % überschreitet. Die Geschwindigkeit der Zinkkorrosion nimmt daher mit dem Wasserdampfgehalt der Luft zu. In einem trockenen Innenraumklima mit relativen Luftfeuchten unter 70 % tritt keine relevante Flächenkorrosion bei verzinkten Stahlteilen auf.

Zink ist ein amphoterer Metall. Es löst sich besonders stark in sauren (pH < 5) und in hoch-alkalischen wässrigen Lösungen (pH > 12). Im feuchten Beton liegt die kritische pH-Grenze aufgrund einer Ausbildung schützender Deckschichten bei pH 13,5. Im mittleren pH Bereich von 5 bis 12 ist die Korrosionsgeschwindigkeit des Zinks vergleichsweise niedrig.

Tabelle 6: Dickenabnahmen von Metallen nach dem ersten Jahr einer Auslagerung [11]

Korros.kateg. Korros.belastg.	typische Umgebung	Dickenabnahme in µm			
		Fe	Zn	Al	Cu
C1 unbedeutend	trockenes Innenraumklima	≤ 1,3	≤ 0,1	0	≤ 0,1
C2 gering	Landatmosphäre	1,3 bis ≤ 25	0,1 bis ≤ 0,7	≤ 0,2	0,1 bis ≤ 0,6
C3 mäßig	belastete Stadt- und Industrieatmosphäre	25 bis ≤ 50	0,7 bis ≤ 2,1	0,2 bis ≤ 0,7	0,6 bis ≤ 1,3
	Küstenbereiche bis 1 km entfernt				
C4 stark	stark belastete Industrieatmosphäre	50 bis ≤ 80	2,1 bis ≤ 4,2	0,7 bis ≤ 1,8	1,3 bis ≤ 2,8
	Küstenbereiche bis 50 m entfernt				
C5-I sehr stark	sehr stark belastete Industrieatmosphäre	80 bis ≤ 200	4,2 bis ≤ 8,4	1,8 bis ≤ 3,6	2,8 bis ≤ 5,6
C5-M sehr stark	Küste: Brandung und Offshore-Bereiche				

Schadstoffe, wie im wässrigen Angriffsmedium gelöste Chloride und Schwefeldioxid, können die Zinkauflösung begünstigen. Eine quantitative Beurteilung des Korrosionsverhaltens verzinkter Bauteile in einem vorherrschenden Klima unter Berücksichtigung zusätzlicher Korrosionsbelastungen gestatten die Angaben in DIN EN ISO 12944 [11]. Gemäß den Korrosivitätskategorien der Atmosphäre C1 bis C5 (Tabellen 1 und 2) werden jährliche Abtragungen für verschiedene Metalle angegeben. Es gilt zu beachten, dass die genannten Abtragsraten die anfängliche Korrosion bei Bewitterung nach dem ersten Jahr der Auslagerung beschreiben. Langzeitig sind die Korrosionsabzehrungen eher noch geringer, da die Korrosionsgeschwindigkeit aus kinetischen Gründen zeitlich abnimmt. Die Abtragungen der wichtigsten Baumetalle einschließlich Zink unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen sind in Tabelle 6 aufgeführt. Für die überwiegend vorkommenden Kategorien C2 und C3 liegen die max. zu erwartenden jährlichen Zinkabtragungen bei 0,7 bzw. 2,1 µm/Jahr. In korrosionsbelasteten Klimaten, die jedoch zumindest für Mitteleuropa als eher untypisch angesehen werden können, wäre der jährliche Zinkabtrag höher. Bei einer Zinkauflage von beispielsweise mindestens 100 µm würde dann die Lebensdauer der Verzinkung für eine Korrosivitätskategorie C3 theoretisch mindestens 50 Jahre betragen, was einem vergleichsweise hochwertigem Korrosionsschutz entspricht. Die in Tabelle 6 genannten Zinkabtragungen setzen voraus, dass die Oberfläche bewittert wird. D. h., es erfolgt eine Beanspruchung mit feuchter Luft oder in relativ kurzzeitigem Wechsel mit Wasser oder Luft, damit zu jeder Zeit das Kohlendioxid der Luft an die Oberfläche gelangen kann und zur Zinkcarbonatbildung zur Verfügung steht.

Chromatierung verzinkter Befestigungsmittel

Kleinteile für die Befestigungstechnik werden häufig galvanisch verzinkt. Hier werden metallische Schutzschichten (Reinzink) durch ein elektrochemisches Verfahren abgeschlossen.

Die Dicke des Überzuges beträgt etwa 5 bis 25 µm. Die Aufbringung dickerer Schichten mit diesem Verzinkungsverfahren ist unwirtschaftlich. Da die genannten dünnen Schichten nur einen begrenzten Korrosionsschutz gewährleisten, werden galvanisch erzeugte Zinküberzüge in der Befestigungstechnik und auch anderweitig in Verbindung mit einer Chromatierung [16] angewendet. Chromatierungen erzeugen eine sehr dünne oxidische Sperrschicht, die den korrosiven Angriff auf den Zinkuntergrund behindert und damit den Korrosionsschutz des Gesamtsystems deutlich erhöht. Man spricht allgemein auch von Passivierungen, denn das unedle Metall Zink wird durch eine Konversionsschicht an der Oberfläche passiv gemacht. Im Lichte der Problematik sechswertigen Chroms wird gerne zwischen chrom(VI)-haltigen Chromatierungen und chrom(VI)-freien Passivierungen, wie der dreiwertigen Blauchromatierung, sprachlich unterschieden. Je nach Zusammensetzung können Schichten mit unterschiedlicher Färbung (blau, gelb, oliv und schwarz) und Schichtdicken von etwa 0,01 bis etwa 1 µm erzeugt werden (Tabelle 7). In der genannten Reihenfolge steigt auch die Korrosionsschutzwirkung.

Die Herstellung der Chromatschicht erfolgte vor allem in früheren Jahren durch Reaktion des Metalls mit wässrigen Lösungen des sechswertigen Chroms. Hierzu wird bei einem entfetteten und gebeizten Teil in einer modifizierten Chromsäurelösung nach einem Auflösungs-Ausfällungsmechanismus eine komplexe Zinkchromatschicht aufgebaut. In der sauren Lösung wird Zink unter Bildung von Wasserstoff gelöst. Der Wasserstoff kann einen Teil des sechswertigen Chroms zum dreiwertigen Chrom reduzieren. Durch die Verminderung der Wasserstoffionenkonzentration steigt der pH-Wert in der Reaktionszone an, so dass dreiwertiges Chrom als Hydroxid ausgefällt wird. Diese Chromatierschicht besteht demnach im Wesentlichen aus einer dreiwertigen Chrom enthaltenden Matrix. Allerdings sind als Inhibitoren wirkende Cr(VI)-Ionen in die Schicht eingebaut. Da diese durch Wasser ausgewaschen werden können und giftig sind, wurde die Anwendung Chrom(VI)-haltiger Korrosionsschutzsysteme in manchen Branchen verboten oder nur noch beschränkt eingesetzt:

Für die Baubranche gelten bisher keine solchen strikten Einschränkungen bei der Anwendung Chrom(VI)-haltiger Korrosionsschutzsysteme. Im Vorgriff auf ein mögliches Verbot haben verschiedene Firmen schon seit geraumer Zeit auf die Blauchromatierung umgestellt, bei der es Stand der Technik ist, dass bereits auf die dreiwertige Chromatierung gewechselt wurde. Die Korrosionsschutzeigenschaften einer solchen dreiwertigen Blauchromatierung sind allerdings weniger günstig als die Wirkung der bisher überwiegend verwendeten sechswertigen Gelbchromatierung (Tabelle 7). Entscheidend für den Korrosionsschutz von Passivierungen ist nicht der Gehalt

Tabelle 7: Chrom(VI)-Gehalt, Schichtdicke und Korrosionsschutz von Chromatierungen [16]

Typ	Chrom(VI) in der Chromatschicht in mg/m ²	Schichtdicke in nm	Korrosionsschutz von Chromatierungen im Salzsprühtest in h
blau	0	25 – 80	10 – 40
gelb	80 – 220	250 – 500	100 – 200
oliv	300 – 400	1000 – 1500	200 – 400
schwarz	80 – 400	250 – 1000	50 – 150

an sechswertigem Chrom, sondern im Wesentlichen die Dicke sowie Dichtigkeit und Härte der Schicht. Mit Blauchromatierungen findet jedoch kein Schichtdickenwachstum über einen gewissen Grenzwert hinaus statt, weshalb diese Chromatierung der Gelbchromatierung unterlegen ist.

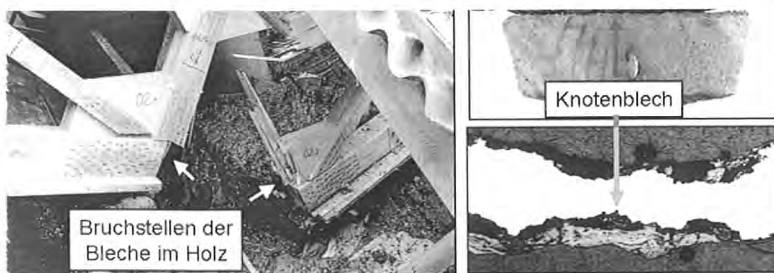
Chromatschichten weisen in Wasser und feuchter Luft, nicht jedoch in Säuren und Alkalien, eine sehr gute Beständigkeit auf. Der Schutzmechanismus besteht im Wesentlichen in einer kinetischen Hemmung der anodischen und kathodischen Teilreaktion der Zinkkorrosion. Im Salzsprühtest nehmen bei zusätzlicher Chromatierung die Zeiten bis zum ersten Auftreten von Weißrost in der Reihenfolge der Eigenfarbe der Chromatschicht (Verfahrensgruppe) Blau, Gelb und Oliv zu (Tabelle 7). Der Korrosionsschutz von unverletzten Gelb- bzw. Blauchromatierungen bis zum Auftreten erster Korrosionsprodukte beläuft sich im Salzsprühtest auf max. 200 bzw. 40 Stunden. Von den handelsüblichen Chromatierungen wird beispielsweise die Olivchromatierung vorzugsweise in Meeres- und die Gelbchromatierung eher in Stadt- und Industrieatmosphäre eingesetzt. Die neuerdings angewendete Blauchromatierung weist eine reduzierte Schutzwirkung auf. Eine zusätzliche Blauchromatierung kann die Schutzwirkung (Lebensdauer) der Auflage unter weitgehend schadstofffreien Anwendungen in der Atmosphäre heraufsetzen. Diese Chromatierung schützt insbesondere unter Bedingungen, unter denen sich carbonatische Deckschichten beim Zink nur erschwert ausbilden können oder zerstört

werden und es deshalb zu einer höheren Korrosionsrate beim Zink kommt. Solche Verhältnisse liegen vor, wenn Oberflächen schlecht abtrocknen können und/oder der Zutritt von Luft (Kohlendioxid) durch aufliegende Wasserfilme oder konstruktive Gegebenheiten (Spalte) behindert ist.

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1, 10]

Im häufig nassen Zustand muss besonders bei unlegiertem Stahl und Zink bzw. verzinktem Stahl mit einem stärkeren Korrosionsabtrag gerechnet werden. Bei Zinkoberflächen ist das Korrosionsverhalten bei häufiger bis ständiger Anwesenheit eines wässrigen Korrosionsmediums (Regen, Kondenswasser, dauerfeuchter Baustoff) und bei erschwerten Abtrocknen (fehlende Belüftung, behinderter Kohlendioxidzutritt) generell ungünstig. Solche Bedingungen liegen vor, wenn die verzinkten Oberflächen in losem Kontakt mit porösen durchfeuchteten bis durchnässten Baustoffen wie Wärmedämmstoff oder Holz stehen, oder wenn verzinkte Bauteile untereinander Spalte bilden, die Wasser enthalten. Unter diesen Verhältnissen können sich keine schützenden carbonatischen Deckschichten bilden bzw. vorhandene hydroxidische Deckschichten werden schnell abgetragen. In einer dauerfeuchten Umgebung und bei erschwerten Luftzutritt liegen die Zinkabtragsgeschwindigkeiten erheblich höher, als in Tabelle 6 für den normal bewitterten Zustand genannt. Dünne Zinküberzüge von z. B. galvanisch verzinkten Kleinteilen oder von sendzimirverzinkten Blechen werden dann innerhalb weniger Wochen bis Monate völlig abgetragen und der ungeschützte Stahl wird stark angegriffen (Abb. 6). In eigenen Schadensuntersuchungen wurden bei Dauerkontakt mit nassem Holz Abtragsraten zwischen 50 und 100 µm/Jahr nachgewiesen.

Eine besondere Belastung durch die genannten Baustoffe wäre im feuchten/nassen Zustand insbesondere dann gegeben, wenn diese passivitätshemmende oder -zerstörende Stoffe



In der feuchten Viehstallluft war die Holzfeuchte >>30 M.-% und war damit deutlich höher als nach Nutzungsklasse 3 vorgesehen. Im Kontakt mit mit nassem Holz sind Zink und Stahl nicht beständig.

Bild 6: Eingestürzter Holz-Fachwerkh Holzbinder in unzureichend gelüftetem Rinderstall nach 19 Jahren; Ursache: durchkorrodierte Knotenbleche aus sendzimirverzinktem Blech bei Kontakt mit nassem Holz

Tabelle 8: Korrosionsverhalten von verzinktem Stahl in Kontakt mit Holz in der Umgebung einer Korrosivitätskategorie C2

Klima	mittl. Holzfeuchte M.-%	Korrosion µm/a
trockener Innenraum	<< 10	<< 1
75 – 80 % rel. Luftfeuchte	16 – 18	< 1
Freibewitterung	20 – 30	≈ 1
ständig nass, pH ≈ 5	> 30	bis 50

(Chloridionen hinreichender Konzentration und/oder Säuren) enthalten würden. Manche Holzsorten können bei Durchfeuchtung und unterstützt durch erhöhte Temperaturen sauer reagieren (Abschn. 2.3). Nasse Hölzer sind daher in besonderer Weise in der Lage, im Kontakt mit verzinkten Teilen das Zink verstärkt anzugreifen.

Tabelle 8 zeigt Ergebnisse zum Zinkabtrag im Kontakt mit Holz, die im Zusammenhang mit einem Schadensgutachten gewonnen wurden. In trockenen und auch nach außen hin offenen Innenräumen sowie bei Freibewitterung liegen die Korrosionsabtragungen aller Baumetalle, einschließlich verzinkter Stahl bzw. Zink, im Kontakt mit Holz in derselben Größenordnung wie ohne Kontakt. Nach [10] bestehen hinsichtlich abtragender Korrosion folgende Verhältnisse im Korrosionsabtrag bzw. Abtragungsraten bei frei bewitterten Baumetallen:

unleg. Stahl	:	Zink	:	Messing	:	Aluminium	nichtrost.
							Stahl
35	:	9	:	3	:	1	
µm/a		2,8 µm/a		0,9 µm/a		0,3 µm/a	eine Korrosion

Für mit Salzlösungen imprägnierte Hölzer kann bei erhöhter Holzfeuchte bei kritischen Metall-/Salzkombinationen eine Korrosionsverstärkung um den Faktor 2 bis 3 eintreten. Jedoch kommt die korrosive Wirkung bestimmter Holzschutzchemikalien erst bei erhöhten Holzfeuchten zum Tragen. Deren korrosionsfördernder Einfluss wird jedoch häufig überschätzt. Bei verzinkten Oberflächen können chloridhaltige Mittel und Kupfersalze die Korrosion am ehesten verstärken.

4.2 Aluminium

Aus Knetlegierungen des Aluminiums (Oberbegriff für Reinaluminium sowie Aluminiumlegierungen) wird Halbzeug (Bleche, Profile, Bänder) und aus Gusslegierungen werden Gussteile hergestellt. Genutzte Eigenschaften sind vor allem die vergleichsweise hohe Korrosionsbeständigkeit der kupferfreien Legierungen gegenüber allen normalen Einflüssen der Atmosphäre, gegenüber chloridhaltigen Lösungen (tausalzhaltiges Wasser, Meerwasser) und zahlreichen für ein Leichtmetall günstigen Festigkeitseigenschaften und die Möglichkeit einer Herstellung von Strangpresslegierungen [17]. Das Aussehen und der Korrosionsschutz können durch anodische Oxidation (farbige Eloxalschichten) und Aufbringen von Kunststoffbeschichtungen verbessert werden. Bei der anodischen Oxidation werden in geeigneten Elektrolyten auf Bauteilen (Halbzeug, Gussteile) aus Aluminium bis zu etwa 25 µm dicke harte und abriebfeste Oxidschichten erzeugt. Diese Schichten sind im pH-Bereich 4 bis 9 recht beständig, wodurch letztlich auch das Korrosionsverhalten bei Bewitterung verbessert wird.



Bild 7: Ringkeildübel GD-AlSi9Cu3 aus tausalzbehandelter Holzbrücke nach 5 Jahren

Korrosionsverhalten in der Atmosphäre [1, 18]

Kupferfreies Aluminium wird im Bauwesen schwerpunktmäßig unter atmosphärischer Korrosionsbeanspruchung eingesetzt. Der Bewitterung ausgesetzte Aluminiumbauteile können Jahrzehnte ihren Zweck erfüllen, ohne dass eine Zerstörung durch Korrosion stattfindet. Dieses vorteilhafte Verhalten ist auf die Bildung sehr dichter oxidischer Deckschichten zurückzuführen, die in Wasser praktisch unlöslich und in normaler Atmosphäre sehr beständig sind. Die oxidischen Deckschichten des Aluminiums behindern aber auch mögliche kathodische Teilreaktionen, da die Schichten als elektrische Nichtleiter den Abfluss der Elektronen stark behindern. Kupferhaltiges Aluminium, vielfach wegen seiner erhöhten Festigkeit angewendet, erleidet unter korrosionsfördernden Bedingungen sog. Schichtkorrosion (Bild 7) und gilt als hochgradig korrosionsgefährdet. Es sollte für tragende Bauteile im Freien an sich nicht eingesetzt werden.

In feuchter Atmosphäre wird die Oxidschicht von einer porösen Aluminiumhydroxidschicht überlagert. Diese Schicht verleiht dem Aluminium ein mattes Aussehen. Bei zunehmender Aggressivität der Atmosphäre überlagern sich bei nur geringem Metallabtrag weiterhin voluminöse Korrosionsprodukte aus Aluminiumhydroxid. Infolge von Schmutzeinlagerungen kann insbesondere bei nicht berechneten Oberflächen eine hell- bis dunkel-

graue und unansehnliche Einfärbung der Oberfläche eintreten. Diese i. A. unvermeidbaren Veränderungen der Oberfläche bei Bewitterung machen deshalb im Fall dekorativer Ansprüche eine Oberflächenbehandlung von Aluminium notwendig.

In stärker verunreinigter Industrieluft (die heutzutage im Regelfall nicht vorkommt) kann ein merklicher Lochkorrosionsartiger Angriff durch Einwirkung von Säure, welche sich durch Aufnahme von SO_2 aus der Atmosphäre im adhärenenden Wasserfilm bzw. in Wassertröpfchen bildet, auftreten. In Meeresatmosphäre tritt Lochkorrosion auf, die durch die im Salzaerosol der Luft enthaltenen Chloridionen ausgelöst wird. Die sich bildenden Löcher haben in der Regel jedoch auch hier nur eine begrenzte Tiefe, was auf die abdichtende Wirkung der sich in den Löchern bildenden Korrosionsprodukte zurückgeführt werden kann. Angaben zur atmosphärischen Korrosion (gemittelter Abtrag) von Aluminium in Abhängigkeit von der Korrosivitätskategorie einer Atmosphäre enthält Tabelle 6. Zwischen dem guten Korrosionsverhalten der kupferfreien Al-Legierungen besteht kein wesentlicher Unterschied. Da Aluminium in einer belasteten Atmosphäre jedoch eher einen örtlichen Angriff erleidet, sind Angaben zur lokalen Angriffstiefe aussagekräftiger. Bei den in [19] genannten Langzeituntersuchungen betragen die maximalen Angriffstiefen bei kaltverfestigten ungeschützten Blechen aus Al 99,3, AlMn1 und AlMg2,5 nach 10 Jahren:

- Landatmosphäre C2 60 bis 70 μm ,
- Meeresatmosphäre (keine direkte Meeresnähe) C3 70 bis 110 μm ,
- Industrielatmosphäre C3 100 bis 170 μm .

In unmittelbarer Meeresnähe (Korrosivitätskategorie C5) sind größere Angriffstiefen möglich: In Meeresnähe innerhalb 10 Jahren bis zu $\sim 200 \mu\text{m}$. Bei ausgelagerten Blechproben waren die nicht berechneten Unterseiten stets stärker angegriffen als die Oberseiten.

Die Schutzwirkung der oxidischen Deckschichten hat dort ihre Grenzen, wo Aluminiumwerkstoffe im Kontakt mit „edleren“ Metallen (Kupferwerkstoffe, nichtrostender Stahl) stehen [1]. In diesem Fall kann Aluminium infolge **Kontaktkorrosion** lokal verstärkt angegriffen werden. Die kathodische Teilreaktion, welche am Aluminium selbst stark behindert ist, kann dann nahezu ungehindert an dem Kontaktmaterial ablaufen. Bedeutsame Kontaktkorrosion ist im konstruktiven Ingenieurbau allerdings nur dann zu erwarten, wenn der Elektrolyt eine hohe Leitfähigkeit aufweist, also „aggressiv“ ist, und wenn die im Kontakt stehenden Bauteile großflächig vom Elektrolyten benetzt sind bzw. in diesen eintauchen. Die Eigenheiten der atmosphärischen Bewitterung, dass nur sehr geringe Elektrolytmengen und zumeist reine Elektrolyte nur zeitweilig auf die Oberflächen einwirken, setzt die Gefahr der Korrosionsbeschleunigung durch Kontaktkorrosion erheblich herab.

Bei normalen Witterungseinflüssen (Regen, Tau, Kondenswasser) ist deshalb z. B. ein Zusammenbau von Aluminiumwerkstoffen mit Zink (Titanzink) und verzinktem Stahl oder nichtrostendem Stahl unproblematisch. Kontakte mit unlegiertem Stahl und vor allem Kupferwerkstoffen sind nicht zu empfehlen; Kupferwerkstoffe können bei Korrosion Kupferionen an das angreifende Wasser abgeben und bei Aluminium Lochkorrosion verursachen. Mit Problemen durch Kontaktkorrosion im Hochbau und allgemeinen Metallbau kann daher in erster Linie in Meeresatmosphäre (bis max. 1 km von der Küste entfernt) und bei Belastung mit Tausalznebel gerechnet werden. Da Aluminiumwerkstoffe in Säuren verhältnismäßig beständig sind, ist eine Gefährdung durch Kontaktkorrosion in normaler SO_2 -haltiger Stadt- und Industrieluft vergleichsweise geringer als in Meeresatmosphäre bzw. bei Anwesenheit chloridhaltiger Elektrolyte.

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1, 10]

Aluminium kommt relativ häufig, z. B. als Verbindungs- und Befestigungsmittel für Holzkonstruktionen oder als eloxiertes Blech im Dach- und Wandbereich, mit Holz in Kontakt. In trockenen Innenräumen, überdachten offenen Hallen und selbst bei Freibewitterung liegt die Korrosionsgeschwindigkeit von Aluminium im Kontakt mit Holz in derselben Größenordnung wie ohne Kontakt (Abschn. 4.1), d. h. sie ist vernachlässigbar gering. Bei Kontakt mit feuchtem/nassem Holz ist Aluminium nur dann in besonderer Weise korrosionsgefährdet, wenn spezifisch schädliche Inhaltsstoffe enthalten sind, was im Regelfall allerdings nicht gegeben ist. Bei Kontakt von Bauteilen oder Holzverbindungsmiteln mit Kupferwerkstoffen oder nicht-rostendem Stahl muss beachtet werden, dass im gemeinsamen Kontakt mit feuchtem/nassen Holz eine Kontaktkorrosion möglich ist, insbesondere wenn im angreifenden Medium auch Chloride enthalten sind. Dieser Zusammenhang spielte auch eine Rolle bei dem in Bild 7 gezeigten stark korrodierten Ringkeildübel aus kupferhaltigem Aluminiumguss.

4.3 Kupferwerkstoffe

Im Bauwesen steht die Herstellung von Blechen und Rohren aus Reinkupfer sowie von Profilen und Gussteilen aus Kupferlegierungen im Vordergrund. Genutzte Eigenschaften sind die hohe Korrosionsbeständigkeit, die dekorative Wirkung und günstige Festigkeitseigenschaften nach Legieren und/oder Kaltumformung. Von den höherfesten Legierungen ist nur das Messing (mit bis zu 40 M.-% Zink legiertes Kupfer) von Bedeutung. Mit steigendem Zinkgehalt verschiebt sich die Farbe von Rötlich über Goldgelb bis Hellgelb, die Festigkeit nimmt zu und die Korrosionsbeständigkeit ab. Das im Bauwesen am meisten angewendete CuZn37 hat im nicht kaltumgeformten Zustand Festigkeiten um 350 N/mm^2 und nach Kaltumformung bis zu 500 N/mm^2 .

Aufgrund der genannten Eigenschaften eignet sich Reinkupfer für die Innen- und Außenarchitektur, im Hochbau bei Bedachungen und Wandverkleidungen und Dachentwässerungen, des Weiteren für wasserführende Rohre. Messing findet Verwendung in der Innenarchitektur, der Befestigungstechnik (Dübel, Schrauben) und der Haustechnik (Sanitärbereich).

Korrosionsverhalten in der Atmosphäre [1, 20, 21]

Die hervorragende Korrosionsbeständigkeit der Kupferwerkstoffe hängt zum einen mit dem „edlen“ Charakter (positives Normalpotenzial von + 0,34 VH) und mit der Fähigkeit zur Deckschichtbildung in vielen natürlichen Medien und bei Kontakt mit Baustoffen zusammen. In Wasser und Salzlösungen sind Kupferwerkstoffe in einem weiten Bereich von pH 2 bis 13 sehr gut beständig. Weitgehend unempfindlich ist Kupfer auch bei Einwirkung von Chloriden, da das primär entstehende Kupfer(I)-Chlorid schwer löslich ist. Deshalb sind Kupferwerkstoffe beispielsweise in Meeresatmosphäre sehr beständig.

An der Atmosphäre bildet Kupfer zunächst eine schützende Deckschicht aus rotem Kupfer (I)-Oxid Cu_2O . Der rotbraune Farbton verändert sich durch weitere Oxidbildung je nach Aggressivität der Umgebung über Dunkelbraun bis Anthrazitgrau. Aus diesen primären Deckschichten bilden sich im Laufe der Zeit sekundäre Schichten aus basischen Kupfersalzen, welche fest auf der Kupferoberfläche haften und die Korrosionsgeschwindigkeit zunehmend herabsetzen. Sie besitzen eine grünliche Färbung und werden als Patina bezeichnet. Begünstigend für eine rasche Patinabildung sind eine hohe Aggressivität der Atmosphäre, hohe Regenmengen und Durchschnittstemperaturen. Eine längere Verweilzeit von Feuchtigkeit auf geeigneten Kupferbauteilen fördert die Bildung der grünen Kupfersalze. Die Bildung der Patina ist eine Korrosionserscheinung, die mit einem sehr geringen gleichförmigen Abtrag des Kupferwerkstoffes verbunden ist. Tabelle 6 verdeutlicht Erfahrungswerte zur Anfangskorrosion in Atmosphären der Korrosivitätskategorien C 1 bis C 5.

Bei Messing müssen zwei spezielle Korrosionsarten beachtet werden [1]: Bereits in schwach chlorid- und schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre, in sauren und chloridhaltigen Medien tritt bei den zinkreicheren Sorten sog. Entzinkung auf (Abb. 8). In Gegenwart spezifischer Angriffsmittel in der Atmosphäre und in Wässern ist Spannungsrisskorrosion möglich. Wegen der Anfälligkeit von hochfestem Messing gegenüber Korrosion (Entzinkung) und Spannungsrisskorrosion ist dieser Werkstoff aus hiesiger Sicht für anspruchsvolle Aufgaben in der Befestigungstechnik ungeeignet.

Die Entzinkung findet insbesondere bei den zinkreichen Messingen statt. Es handelt sich hierbei um einen selektiven Korrosionsangriff, wobei Zink herausgelöst wird und Kupfer verbleibt. Die Bauteilform bleibt dabei erhalten. Entzinkte Mes-

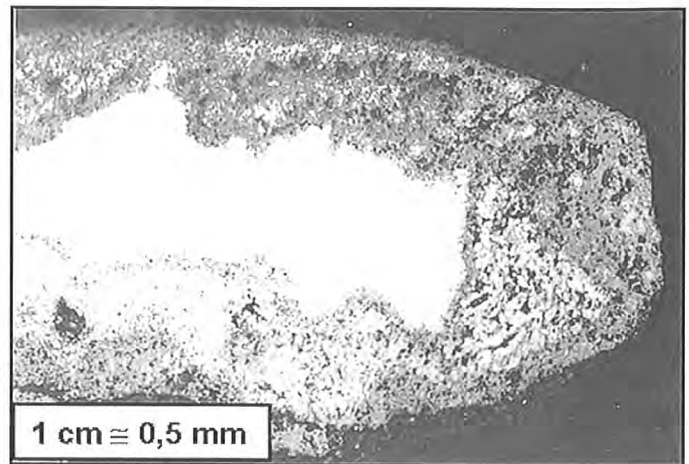


Bild 8: Entzinkung der Spitze einer Schraube aus CuZn37 in Industrielatmosphäre C3

singteile weisen daher an den korrodierten Stellen eine rötliche kupferne Farbe auf. Mit der Entzinkung ist eine wesentliche Einbuße an Festigkeit verbunden.

Spannungsrisskorrosion ist mit einer Rissbildung der Messingteile verbunden. In der Bautechnik sind besonders ammoniakalische und ammonsalzhaltige wässrige Medien, daneben andere gelöste stickstoffhaltige Verbindungen wie Nitrite als spannungsrisskorrosionsauslösende Agenzien bekannt geworden. Dabei reichen bei Messing häufig schon Spuren dieser Stoffe aus, um Rissbildung zu bewirken.

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1, 10]

Kupferwerkstoffe sind im losen Kontakt mit feuchten/nassen Baustoffen wie Beton, Holz und Wärmedämmstoffen im Allgemeinen sehr beständig.

4.4 Nichtrostende Stähle [1]

Als nichtrostende Stähle werden hochlegierte Stähle bezeichnet, bei denen, im Gegensatz zu den unlegierten Stählen, unter üblichen Umweltbedingungen (Luftsauerstoff, Feuchtigkeit) und in wässrigen, annähernd neutralen bis alkalischen Lösungen keine Flächenkorrosion und merkliche Rostbildung erfolgt. Voraussetzung für das genannte Verhalten ist eine Passivierung der Oberfläche. Die „Passivität“ beschreibt den Zustand einer starken Reaktionshemmung der Eisenauflösung nach Bildung von Passivschichten auf der Oberfläche. Vor allem Chrom ist ein zu Passivierung neigendes Element. Durch Legieren überträgt es diese Eigenschaften auf den Stahl. In Wasser und in der Atmosphäre sollte der Chromgehalt im Stahl mindestens 12 % betragen.

Passive Stähle sind zwar beständig gegenüber Flächenkorrosion, bei nicht ausreichendem Legierungsgehalt jedoch empfindlich gegenüber örtlicher Korrosion (Loch- und Spaltkorrosion sowie Spannungsrisskorrosion) in Gegenwart spezi-

fischer Medien. Korrosionsauslösend sind bei nichtrostenden Stählen in der Atmosphäre vor allem Chloride (Meeres- oder Tausalz). Regen oder Kondenswasser ist für nichtrostende Stähle völlig unbedenklich. Auch der geringe Schwefeldioxidgehalt der Atmosphäre schadet diesem Werkstoff meist wenig, da die Passivschicht gegenüber schwachen Säuren beständig ist.

Die besonderen legierungstechnischen Anforderungen nichtrostender Stähle ergeben sich in erster Linie aus besonderen Korrosionsbelastungen (z.B. Angriff von Chloridionen oder Säuren). Mit der Auswahl und dem Gehalt der Legierungselemente wird ein spezieller Gefügestand erzeugt. Deshalb werden nichtrostende Stähle nach ihrem Gefügestand eingeteilt. Für metallische Befestigungs- und Verbindungselemente und angrenzende Bauteile werden vor allem austenitische Stähle verwendet, die erhöhte Gehalte an den Legierungselementen Chrom, Nickel und Molybdän aufweisen. Chrom stabilisiert die Passivschicht, Molybdän verbessert vor allem das Korrosionsverhalten in Anwesenheit von Chloridsalzen und Nickel ist primär für die Säurebeständigkeit verantwortlich.

Bei der Lochkorrosion kommt es zu einer Wechselwirkung zwischen Schadstoffen wie Chloridionen und der Passivschicht, wobei diese lokal durchbrochen wird und nach Depassivierung Lochwachstum eintritt. Die Lochkorrosion wird durch steigende Chloridgehalte und Temperaturen sowie fallende pH-Werte (Ansäuerung) verstärkt. Die Korrosionsbeständigkeit in lochkorrosionserzeugenden Medien hängt auch von der Oberflächengüte der Stahlteile ab. Sie ist grundsätzlich umso besser, je glatter und homogener die Oberflächen sind, da hierdurch der für die Korrosionsbeständigkeit erforderliche Aufbau von Passivschichten erleichtert wird. Aus korrosionstechnischer Sicht nimmt die Güte der Oberfläche etwa in der Reihenfolge verzündert – gewalzt, grob geschliffen, gestrahlt – fein geschliffen – gebeizt – poliert zu. Unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen hat die Oberflächengüte aus ingenieurmäßiger Sicht (Tragfähigkeit) im Allgemeinen jedoch nur einen untergeordneten Einfluss [3].

Die **Spaltkorrosion** ist eine in Spalten ablaufende verstärkte Lochkorrosion. Sie tritt auf, wenn Bauteile miteinander in mehr oder weniger festem Kontakt stehen und es dabei zu Spalten zwischen diesen kommt. Hier kann es zu einer Sauerstoffverarmung im Spalt und deshalb zu einer erschwerten Passivierung, bei Chloridangebot zu einer Aufkonzentrierung von Chloridionen im Spalt und zu einem Absinken des pH-Wertes infolge Hydrolyse der Korrosionsprodukte kommen. Korrosion in Spalten tritt daher in Anwesenheit von Schadstoffen wie Chloriden schon bei schwächerer Korrosionsbelastung auf als Lochkorrosion in spaltfreien Bereichen.

Spannungsrissskorrosion ist ein über Rissbildung erfolgender Angriff. Nichtrostende Stähle erleiden, wie auch andere

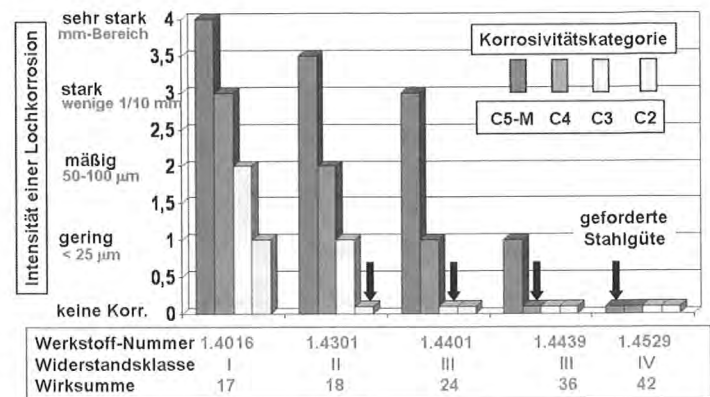


Bild 9: Lochkorrosion auf der Unterseite geschliffener und kaltgewalzter Bleche in verschiedenen Atmosphären (Literaturauswertung), Korrosion nach etwa 10 Jahren [6]

Metalle, nur dann Spannungsrissskorrosion, wenn gleichzeitig folgende Voraussetzungen erfüllt werden:

- Es wirkt ein spezifisches Korrosionsmedium auf die Stahloberflächen ein,
- der Stahl ist anfällig gegenüber Spannungsrissskorrosion,
- die Oberfläche des Stahls steht unter ausreichend hohen Zugspannungen.

In chloridhaltigen Medien ist mit **lochfraßinduzierter Spannungsrissskorrosion** zu rechnen. Zunächst bilden sich Korrosionslöcher und innerhalb dieser Angriffsstellen werden durch Ansäuerung über Hydrolyse die notwendigen Voraussetzungen für Rissbildung geschaffen. Da hierbei Lochkorrosion notwendige Voraussetzung für eine Rissbildung ist, nimmt auch die Gefährdung hinsichtlich lochfraßinduzierter Spannungsrissskorrosion generell mit steigendem Chloridgehalt, fallendem pH-Wert und steigender Temperatur zu. Seitens der Werkstoffzusammensetzung übt der Nickelgehalt der Stähle einen wesentlichen Einfluss auf die Spannungsrissskorrosion aus. Die häufig verwendeten austenitischen Stähle einer Widerstandsklasse II und III (Tabelle 4) mit Nickelgehalten um 10 M.-% gelten in kritischen Medien als empfindlich gegenüber Spannungsrissskorrosion. Chrom- und vor allem Molybdänzugaben zum Stahl wirken sich günstig aus, da die Spannungsrissskorrosion häufig über den Initialzustand Lochkorrosion abläuft (siehe oben) und insbesondere steigende Molybdänzugaben die Lochkorrosion behindern.

Korrosionsverhalten in der Atmosphäre

Nichtrostende Stähle, insbesondere aus den Werkstoffen 1.4301, 1.4541 (Widerstandsklasse II), 1.4401 und 1.4571 (Widerstandsklasse III), wurden in der Vergangenheit wiederholt im Hinblick auf ihr **Lochkorrosionsverhalten** unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen untersucht. Dabei wurde unterschieden nach Land-, Stadt- und Industrielatmosphäre. Da die Untersuchungen meist schon Jahrzehnte zurücklie-

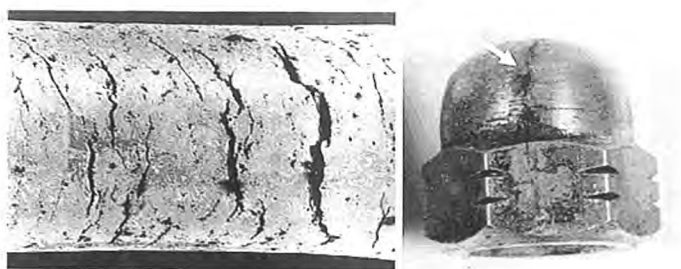


Bild 10: Spannungsrisskorrosion bei Lampenhalter und Kopfschraube aus nichtrostendem Stahl 1.4301 in einem Hallenschwimmbad

gen, fanden diese im Vergleich zu heute, zumindest was die Stadt- und Industriemotmosphäre betrifft, unter deutlich ungünstigeren Korrosionsbedingungen statt. In umfangreichen Literaturauswertungen [3] wurde festgestellt, dass selbst in der stärker belasteten Stadtatmosphäre früherer Jahre der Korrosionsangriff nichtrostender Stähle einer Widerstandsklasse II (Tabelle 4) unbedeutend und mit dem bloßen Auge auch nur als Verfärbung erkennbar ist. Feine Lochkorrosionsangriffe konnten, wenn überhaupt, nur bei stärkerer Vergrößerung festgestellt werden. Mit einem stärkeren Angriff muss bei solchen Stählen in stärker belasteten Industriemotmosphären und in Meeresatmosphäre (Entfernung bis etwa 1 km von der Küste) gerechnet werden. Allerdings sind die nach vielen Jahren festgestellten Angriffstiefen auch in diesen aggressiveren Klimaten weit unter 100 µm ohne Einfluss auf die Tragfähigkeit. Bei vergleichenden Untersuchungen an Stählen einer Widerstandsklasse III wurde unter diesen Bedingungen nahezu überhaupt kein Angriff festgestellt. Im ungünstigsten Fall traten lokale Verfärbungen ohne mit dem bloßen Auge erkennbare Angriffe auf. Abb. 9 fasst wesentliche Aussagen der Literatur in einer Darstellung zusammen. Dabei wird unterschieden nach den Korrosivitätskategorien C2 bis C4 (Exposition SC0 bis SC2 in Tabelle 5) und C5 (Meerwasserkontakt). Berücksichtigt wurden bei Auslagerungen an geschliffenen und gewalzten Blechen (ungünstige Oberflächengüte) vor allem die Blechunterseiten (Exposition SL2 nach Tabelle 5), auf denen sich Schadstoffe eher aufkonzentrieren können, da ein Abwaschen durch atmosphärische Wässer behindert ist. Insbesondere Stähle einer Widerstandsklasse III sind demzufolge in einer Umgebung nach C2 und C3 frei von Korrosion und könnten sogar unter schärferen Angriffsbedingungen in Industrie- und Seeluft eingesetzt werden, ohne dass ein Tragfähigkeitsverlust im Nutzungszeitraum zu befürchten ist.

Die verstärkte **Korrosion in Spalten** spielt unter atmosphärischen Korrosionsbedingungen in Abwesenheit erhöhter Schadstoffkonzentrationen nahezu keine Rolle [1]. Sie kann sich bei geringem, im Allgemeinen vernachlässigbarem Angriff lediglich auf solche Fälle beschränken, bei denen lang-

zeitig oder ständig Wasser im Spalt vorliegt und bei denen aufgrund von unmittelbar benachbarten Industrieanlagen oder Tausalzbeeinflussung hohe Schadstoffkonzentrationen vorliegen. Bei Stählen einer Widerstandsklasse III wurde selbst unter ungünstigen atmosphärischen Korrosionsbedingungen (Korrosivitätskategorie III) keine Spaltkorrosion festgestellt. Selbst in der Spritzwasserzone des Meeres sind nichtrostende Stähle aus z. B. 1.4401 ohne Gefährdung der Tragfähigkeit durch Spaltkorrosion anwendbar [6].

Unter normalen atmosphärischen Korrosionsbedingungen wurde bisher keine **Spannungsrisskorrosion** bei nichtrostenden Stählen festgestellt. Notwendige Voraussetzung für das Auftreten dieser Korrosionsart ist die Anwesenheit chloridhaltiger und gleichzeitig saurer wässriger Lösungen. Solche Medien sind z.B. in Straßentunneln und in Hallenschwimmbädern Abschn. 2.1) anzutreffen, weshalb nichtrostende Stähle einer Widerstandsklasse II und auch III in solchen Klimaten besonders gefährdet sind (Bild 10) [1, 3, 4].

Korrosionsverhalten im Kontakt mit Holz [1, 10]

Nichtrostende Stähle einer Widerstandsklasse II und höher sind selbst im Kontakt mit nassem Holz korrosionsbeständig.

5 Zusammenfassung

Metallische Verbindungen und Anschlüsse an tragenden Holzbauteilen haben stets unmittelbaren Kontakt mit dem Holz und stehen häufig gleichzeitig, zumindest abschnittsweise, mit der umgebenden Atmosphäre in Berührung:

- Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit sind somit Gesichtspunkte der atmosphärischen Korrosion zu betrachten. Je nach Korrosionsbelastung (Feuchteverhältnisse und Schadstoffgehalt) bzw. Korrosivitätskategorie C1 bis C5 der Atmosphäre wird der Korrosionsschutz in der DIN EN ISO 12944 oder in der Zulassung für nichtrostende Stähle geregelt.
- Für den Kontakt mit Holz regelt die DIN 1052 den Korrosionsschutz, je nach vorhandener Holzfeuchte bzw. Nutzungsklasse 1 bis 3.
- Da manche Korrosionsschutzarten empfindlich auf Dauerfeuchte reagieren, diese jedoch in der DIN 1052 und der DIN EN ISO nicht eigenständig berücksichtigt wird, andererseits zumindest gelegentlicher intensiver Feuchteanfall bei manchen Anwendungen auch nicht ausgeschlossen werden kann, wird der Einfluss Nässe gesondert behandelt.

Für den Korrosionsschutz des Bauteils ist die jeweils höhere Korrosionsschutzanforderung (Holz bzw. Atmosphäre) maßgebend.

Tabelle 9 fasst die bisherigen Erfahrungen zum erforderlichen Korrosionsschutz zusammen. Es wird davon ausgegangen, dass prinzipiell jedes Befestigungsmittel im Innen- und

Außenbereich den Nutzungsklassen 1 bis 3 und den Korrosivitätskategorien C1 bis C5 oder Nässe ausgesetzt werden kann. Je nach Art des Korrosionsschutzes (Verzinkung, Duplexsystem Verzinkung plus Beschichtung), nichtrostender Stahl, Alumi-

ni-um) ist immer entweder der Kontakt mit Holz oder jener im Kontakt mit der Atmosphäre für die Korrosionsschutzanforderungen des Bauteils ausschlaggebend (dominant):

Tabelle 9: Bisherige Erfahrungen zum erforderlichen Korrosionsschutz im Holzbau

Kontakt mit Holz DIN 1052	Nutzungskl.1 Nutzungskl.2	Nutzungskl. 2	Nutzungskl. 3	Nutzungskl. 3	Nutzungskl.2 Nutzungskl.3	Nässe
Kontakt mit Luft DIN 12944-2	C1,C2	C3	C2	C3	C4, C5	C1, C2
Lage	innen	innen	außen	außen	innen, außen	innen, außen
Holzfeuchte	5–15% 10–20%	10–20%	12–24%	12–24%	10–20% 12–24%	> 30%
typische Anwendung	trockene Innenräume, offene Hallen	Produktions- räume, Viehställe	bewitterte Bauteile		Hallenbäder, bewitterte Bauteile + Tausalz	Nassräume, Störfälle
Verzinkung	5-15µm galv. + Chromatg. 20–40 µm Sz.	~ 50 µm Stückverzinkung + Chromatierung ----- > 70 µm Stückverzinkung			ungeeignet	ungeeignet
Duplex DIN 12944-5	unwirtschaft- lich	Verzinkung+ Beschichtg.	Verzinkung+ Beschichtg.	Verzinkung+ Beschichtg.	Verzinkung+ Beschichtg.	ungeeignet
nichtrostender Stahl	unwirtschaft- lich	KWK III	KWK II	KWKIII	KWK IV	KWK II KWK III (Eiche)
Cu-haltiges Guss-Aluminium	geeignet	geeignet	geeignet	zusätzlicher Korr.schutz	ungeeignet	zusätzlicher Korr.schutz
Cu-freies Knet-Aluminium	geeignet	geeignet	geeignet	geeignet	zusätzlicher Korr.schutz	geeignet

gal. = galvanische Verz., Sz. = Sendzimirverz., Stv. = Stückverzinkung
Chromatg. = Chromatierung

dominanter Einfluss

- Verzinkungen unterschiedlicher Dicke, ohne und mit Chromatierung, decken den Anwendungsbereich bis zur Nutzungsklasse 3 und bis zur Korrosivitätskategorie C3 ab. Für Anwendungen mit Korrosivitätskategorie C4/C5 oder Dauerfeuchte ist der Schutz nur temporär, weshalb diese Schutzvariante ausgeschlossen werden sollte.
- Duplexsysteme decken ein weites Spektrum der Beanspruchung ab, bei Dauerfeuchte haben die für den Schutz in der Atmosphäre vorgesehenen Systeme Schwächen.
- Nichtrostende Stähle der Widerstandsklasse II und III decken

- alle Anwendungen bis auf die Korrosivitätskategorie C4 und C5 ab. Für diese extremen Korrosionsbeanspruchungen müssen Stähle einer Widerstandsklasse IV eingesetzt werden.
- Kupferhaltiges Aluminium, welches bevorzugt für Gussteile verwendet wird, sollte nicht für extreme Beanspruchungen der Korrosivitätskategorie C4 und C5 eingesetzt werden. Bei mäßiger Korrosionsbeanspruchung (C3) und Nässe wäre ein zusätzlicher Schutz erforderlich. Für kupferfreies Aluminium (Verwendung bei Knetwerkstoffen) treffen diese Einschränkungen nur bedingt zu.

Literatur

- [1] U. Nürnberger: Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen. Bauverlag Wiesbaden, 1995
- [2] U. Nürnberger: Schadstoffbelastung von Befestigungsmitteln und deren normenmäßige Erfassung in Deutschland. 3-Länder-Korrosionstagung „Befestigungsmittel im Hochbau“, Stuttgart April 2007, Tagungsunterlagen der GfKORR Frankfurt, S.15–39
- [3] J. Mietz: Studie zum Korrosionsverhalten nichtrostender Stähle im Bauwesen. Sonderdruck 876, Informationsstelle Edelstahl Rostfrei, Düsseldorf
- [4] M. Faller, P. Richner, S. Buzzi, O. v. Trzebiatowski: Korrosionsschäden in Hallenschwimmbädern, Hallenbaddecken 15 Jahre nach Uster: Nichts gelernt? 3-Länder-Korrosionstagung „Korrosion im Bauwesen – Neubau oder sachgerechte Instandsetzung?“ Zürich April 2006, Tagungsunterlagen der GfKORR Frankfurt, S. 44–55
- [5] M. Zecho: Korrosionsverhalten von Zink und Zink-Aluminium-Überzügen auf Stahl. Dissertation Universität Stuttgart, 1999
- [6] U. Nürnberger: Verwendung nichtrostender Stähle in der Befestigungstechnik – Stellungnahme zum korrosionstechnischen Regelwerk. DAFStb-Forschungskolloquium, Universität Stuttgart, März 2006, S. 69–84
- [7] DIN 18516-1 – Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, Anforderungen, Prüfungsgrundsätze (Dezember 1999)
- [8] DIN 4108, Teil 3 – Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden. Klimabedingter Feuchteschutz, Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung (Juli 2001)
- [9] H. Künzel: Wärme gedämmte Satteldächer ohne Belüftung. Mitteilungen 173 (1989) des Fraunhofer-Instituts für Bauphysik
- [10] J. Rückert: Korrosionsverhalten von Metallen in Verbindung mit Holz. Werkstoffe und Korrosion 37 (1986), 336–339
- [11] DIN EN ISO 12944-2 – Beschichtungssysteme – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme (1998)
- [12] DIN 1052 (2004) Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau
- [13] Zulassung Z- 30.3-6 Bauteile und Verbindungselemente aus nichtrostenden Stählen. DIBt, Berlin, 2009
- [14] Merkblatt Korrosionsverhalten von feuerverzinktem Stahl. GAV, Düsseldorf 2001
- [15] GfKORR-Tagung „Zink im Bauwesen“ Würzburg 2004, Tagungsband der GfKORR Frankfurt/Main
- [16] P. Preikschat, R. Jansen: Chromatierungen und Passivierungen auf Zink und Zinklegierungen, Jahrbuch Oberflächentechnik 57(2001), 71–83
- [17] U. Nürnberger, R. Gitter: Aluminium im Bauwesen. Bauingenieur 74 (1999)
- [18] H. Lommel: Korrosionsverhalten vom Aluminium, S. 179-202. In: D. Grimme, K. A. van Oeteren, M. Pötzschke, W. Schwenk: Korrosion und Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe im Hoch- und Ingenieurbau, Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf 1976
- [19] H. Cohen: Lochfraßerscheinungen bei Bedachungen aus verschiedenen Aluminiumwerkstoffen, S. 83–91. In: Korrosion 13: Bericht über die Diskussionstagung Lochfraßkorrosion, Verlag Chemie GmbH, Weinheim 1960
- [20] W. Wiederholt: Die atmosphärische Korrosion von Kupfer und Kupferlegierungen. Werkstoffe und Korrosion 15 (1964), 633–644
- [21] Autorenkollektiv: Metal corrosion in the atmosphere. ASTM STP 435, Philadelphia 1968



Bauen im Bestand

Sanierung Zollinger-Dach, Schwerin

Statik: Uwe Kinski Ingenieur GmbH, Grevesmühlen

Holzbauarbeiten: Holz- und Dachausbau Schuh GmbH, Lützwitz

Techn. Beratung: Deutsche Rockwool Mineralwoll GmbH & Co. OHG, Gladbeck

Foto: Deutsche Rockwool Mineralwoll GmbH & Co. OHG

Gruppe Rudolf Müller
Stolberger Straße 84
50933 Köln
Telefon: 0221 5497-120
Telefax: 0221 5497-130
service@rudolf-mueller.de
www.baufachmedien.de
www.bauenimbestand24.de

Der Markt für das Bauen im Bestand wächst – wachsen Sie mit!
Die Gruppe Rudolf Müller bietet Ihnen als Bauprofi – ob Planer, Unternehmer oder Handwerker – ein umfangreiches, gewerkeübergreifendes Fachinformationsprogramm zum Thema Sanieren, Renovieren und Modernisieren.
Profitieren auch Sie vom Wachstumsmarkt Bauen im Bestand. Wir zeigen Ihnen wie.



DAMIT SIE
BESCHIED
WISSEN

Rudolf Müller

Dipl.-Ing. Johann Riebenbauer



JR Consult ZT GmbH
Wastiangasse 1
8010 Graz
Österreich
office@jrconsult.at

1965 geboren in Vorau/Stmk.
1984 bis 1992 Studium Bauingenieurwesen an der TU-Graz
1993 bis 1997 Universitätsassistent am Institut für Tragwerkslehre an der TU-Graz
1997 bis 1998 Zivildienst
seit 1998 selbstständig
seit 2004 Gründung JR Consult ZT GmbH

Tätigkeitsfelder:

Statik für alle Materialien, Spezialbereich: Holzbau
Softwareentwicklungen
Schulungen, Vorträge
Lehraufträge an der TU-Graz,
Forschungsprojekte

Modellbildungen für faltwerkartige Konstruktionen mit Brettsperrholz – Ausgeführte Beispiele

1 Einleitung

Brettsperrholz hat in den letzten Jahren einen rasanten Aufschwung erlebt. Mit ein Grund dafür sind sicher auch die vielfältigen Einsatzmöglichkeiten. Neben dem Einsatz als reine Platte oder Wand, vergleichbar mit Balken oder Stütze eines Stabtragwerkes, sind sicher die flächigen Trageigenschaften für viele Architekten und Planer die Hauptvorteile dieses Produktes. Ich hatte hier in der Vergangenheit vielfach Gelegenheit, bei der Erforschung der Materialeigenschaften und auch bei der Umsetzung vieler spannender Tragwerke aus Brettsperrholz mitzuwirken.

2 Grundlagen

Faltwerke sind per Definition Konstruktionen aus flächigen Bauteilen, die zu räumlichen Tragsystemen zusammengesetzt werden, deren Flächen gleichzeitig als Platte (Lasten normal zur Plattenebene) und Scheibe (Lasten in Richtung der Plattenebene) beansprucht sind. Natürlich ist auch jedes Wand- und Deckensystem eines Wohnhauses als Faltwerk zu sehen. Diese stellen aber die eher einfachste Art dieser Tragstrukturen dar. Decken und Wandstrukturen lassen sich meist in einfache ebene Systeme zerlegen, die Modellbildung derartiger Tragsysteme ist sicher hinlänglich bekannt.

Aber auch komplexere Faltwerksysteme kann man mit einfachen Überlegungen als „ebene Systeme“ modellieren. Es sind nicht immer komplexe und doch recht aufwendige räumliche FE-Berechnungen nötig. Man sollte diese räumlichen Berechnungen unbedingt auch mit einfachen „händischen“ Modellen kontrollieren.

Vereinfachte oder falsche Lagerungsbedingungen oder Materialkenndaten können völlig falsche Berechnungsergebnisse liefern.

3 Zum Material

Als Brettsperrholz bezeichnet man gekreuzt übereinander gestapelte Bretterlagen, die miteinander verleimt/verklebt sind.

Diese Platten gibt es mittlerweile in vielen Formaten. Breiten ab 125 cm bis zu 450 cm und Längen bis über 20 m. Wirtschaftlich transportierbar sind derartige Platten aber im Allgemeinen bis circa 2,95 m Breite und bis zu circa 16 m Länge. Die Plattendicken werden von circa 6 bis 50 cm angeboten, wobei 25 cm

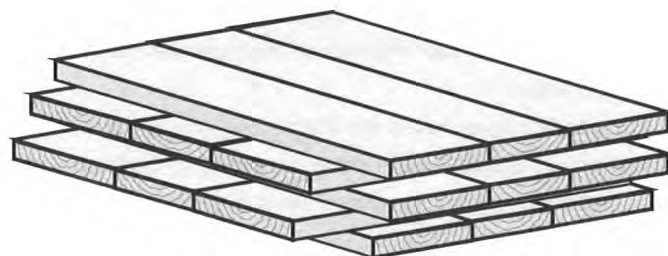


Bild 1: Brettsperrholzaufbau

mit den herkömmlichen Abbundmaschinen noch relativ wirtschaftlich zu bearbeiten sind.

Diese Dimensionen und Flächen sind auch meist völlig ausreichend, und gegenüber früheren Möglichkeiten im Holzbau (Riegelstrukturen, Balkendecken, dünnen Sperrholzplatten) ein gewaltiger Fortschritt, der diverseste Bauwerke und Konstruktionen überhaupt erst möglich gemacht hat.

Die gekreuzt verklebten Bretterlagen haben einige sehr spezielle mechanische Eigenschaften, die eine einfache Berechnung manchmal nicht unbedingt erleichtern.

Diese Eigenschaften erleichtern aber sehr wohl den Einsatz als konstruktives Bauelement.

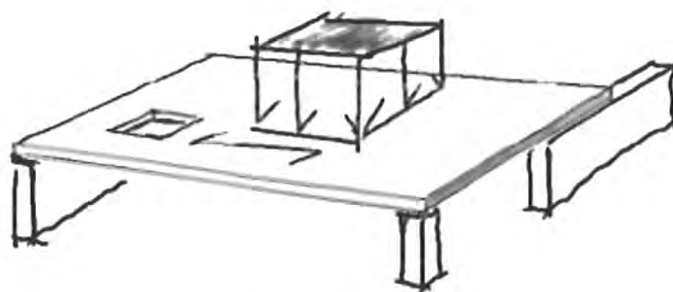


Bild 2: Plattenwirkung/Last normal zur Fläche

Für die Plattenwirkung sind die Querlagen als nachgiebige Zwischenschicht zu sehen, so wie zwei mit Schrauben oder Nägeln verbundene Bretterlagen, nur wesentlich steifer. Diese Effekte sind relativ einfach über diverse bekannte Berechnungsverfahren zu erfassen. Für viele Produkte wird das allseits bekannte Verfahren zur Ermittlung von I_{effektiv} verwendet. Dabei sind dann die Schubverformungsanteile im Trägheitsmoment

eingerechnet. Bei einigen System- und Lastbedingungen stimmen diese Ansätze aber nicht. Manche verwenden einen „verschmierten“ Schubmodul, der bei jedem Plattentyp anders ist (Schubanalogie).

Bei einfachen baupraktisch relevanten Decken oder Wandsystemen beträgt dieser Einfluss der Nachgiebigkeit der Querlage nur 5 bis 15 % bezogen auf die Berechnungsergebnisse. Wenn die Berechnung dieses kleinen Anteiles nicht sonderlich exakt ist, spielt das auf das Gesamtergebnis gesehen keine große Rolle. Deshalb sind hier Vereinfachungen sicher sinnvoll und auch vertretbar.

Für den Schubnachweis der Plattentragwirkung hat es sich eingebürgert, dass nur mehr der Gesamtquerschnitt betrachtet wird. Beim Längsspannungsnachweis braucht nur mehr die Randspannung berechnet zu werden. Andere Schichten sind nicht maßgebend.

Beim Nachweis der Platte in Querrichtung ist darauf zu achten, dass die Decklagen, die normal zur Tragrichtung liegen, hier nicht mitberücksichtigt werden, ansonsten bleibt alles bei der Berechnung in Längsrichtung.

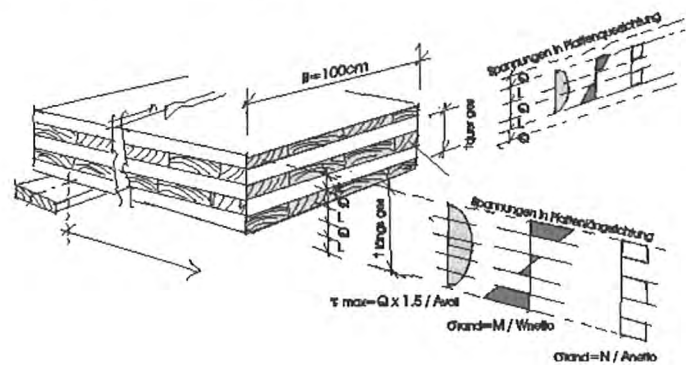


Bild 3: Spannungen in den beiden Haupttragrichtungen einer Brettsperrholzplatte

Bei einem Plattentyp KLH 5s 182 ergibt das zum Beispiel in Längsrichtung ein

$$I_{voll} = 50238 \text{ cm}^4 \text{ (so als ob es keine Querlagen gäbe)}$$

$$I_{netto} = 38219 \text{ cm}^4 \text{ (Querlagen werden abgezogen, aber keine Schubnachgiebigkeit der Querlagen)}$$

$$I_{effektiv} = 35184 \text{ cm}^4 \text{ (Nachgiebigkeit der Querlage für 6 m Spannweite berücksichtigt – diese Steifigkeit hat sich über Versuche bestätigt).}$$

Der Unterschied bei Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Querlagen beträgt hier also gerade mal 8,6 %. Wenn das Berechnungsverfahren hier vielleicht nicht so 100 % exakt ist, vielleicht um 25 % von einem wirklichkeitsnäheren Verfahren entfernt ist, dann macht das jedoch nur circa 2,1 % Fehler aus. Und das ist verschwindend gering. Vor allem vor dem Hintergrund, dass der E-Modul schon mehr als 15 % schwanken kann.

Auch bei den Biege- und Schubspannungen spielt die Schubverformung eine Rolle, aber eben nur eine sehr kleine. Beim Schubnachweis lohnt es sich nicht, einen genauen Nachweis in den verschiedenen Schichten zu führen, ein Nachweis über den Vollquerschnitt ist ausreichend genau. Auch bei den Biegespannungen liegt es ähnlich. Diese werden durch die Schubverformung etwas höher, aber in einem Bereich, der durch die Vergütung der nebeneinanderliegenden Bretter wieder kompensiert wird. Vorsicht ist geboten, wenn hier ein vereinfachter Nachweis geführt wird, aber trotzdem ein Systemfaktor für die Biegespannungen verwendet wird.

Es ist hier also sicher verantwortbar, wenn für die Berechnungen hier einige Vereinfachungen getroffen werden und nicht unbedingt zum Beispiel geschichtete Strukturen berechnet werden müssen.

So kann man für die Schubverformung auch einen verschmierten Schubmodul berechnen. Der liegt bei einer KLH 5s 182 Platte bei circa 7,7 kN/cm².

Mit diesem G-Modul und dem Nettoquerschnitt kann man eigentlich ein Tragsystem relativ genau berechnen.

Die unterschiedlichen Nettoquerschnitt in den beiden Haupttragrichtungen kann man in einem FE-Programm mit umgerechneten Plattendicken berücksichtigen.

Bei einer KLH 5s 182 wären das in Plattenlängsrichtung circa 16,1 cm und in Plattenquerrichtung circa 10,7 cm. Mit einem E-Modul von 1200 kN/cm² und dem Schubmodul von circa 7 kN/m² kann man das Verformungsverhalten einer mehrachsig beanspruchten Platte schon relativ einfach simulieren.

Nach meiner Erfahrung und auf Basis einiger Prüfungen sollte die Drillsteifigkeit auf circa 10 % (100 % wäre volle Drillsteifigkeit) gesetzt werden. Das entspricht dem Langzeitverhalten der Platten (auch bei verleimten Schmalseiten der Einzelbretter). Statisch gesehen entsprechen diese Platten einem torsionsweichen Trägerrost oder einer drillweichen Platte.

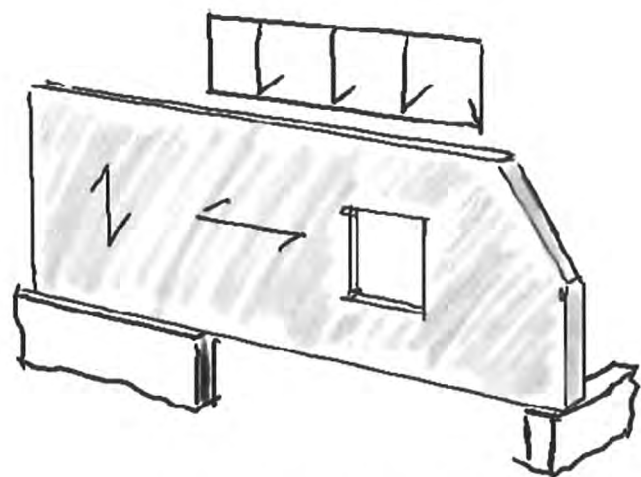


Bild 4: Scheibenwirkung/Last parallel zur Fläche

Für die Scheibenwirkung (Lasten in Plattenebene) sieht das schon etwas komplizierter aus.

Für den einfachsten Fall einer normalen Wand muss für den Nachweis der Stabilität natürlich auch der Schubverformungsanteil berücksichtigt werden. So gesehen ist hier der Ansatz mit dem l_{effektiv} wieder richtig, da Wände statisch gesehen meist Einfeldträger mit gleichmäßiger flächiger Belastung und einer konstanten Normalkraft sind. Wenn das Rechenverfahren mit verschmierten Schubmodulen verwendet wird, ist darauf zu achten, dass die Schubweichheit bei der Berechnung der Schlankheit berücksichtigt wird. Das umso mehr, je dünner die Wand wird, und hier ganz speziell für Wände im Brandfall. Die Restquerschnitte sind extrem schlank, die Schwerachse verlagert sich, und das ergibt zusätzliche ungünstige Auswirkungen. Übliche Vorgehensweisen und Vereinfachungen wie bei Stäben können hier nicht mehr so einfach übernommen werden.

Für die Nutzung dieser Platten als wandartige Träger, Tür- oder Fensterüberlager/-stürze, Wänden mit Öffnungen als Rahmensystem zur Abtragung von Horizontallasten etc. wird es nun noch etwas komplizierter bzw. bei richtiger Simulation doch wieder sehr einfach.

Für reine Scheibenbiegung wirken nur die Lamellen, die in Tragrichtung zeigen. Die Querlagen dienen für diese Längslamellen als Koppelungselemente. Die Querlamellen verdübeln sozusagen die Längslamellen, so dass diese als Gesamtquerschnitt wirken.

In den Knotenpunkten dieser Quer- und Längslamellen wirken hier komplexe Spannungsverhältnisse. Damit dieser Knoten als Rahmeneck funktioniert, müssen in den Kontaktflächen normale Schub- und auch Torsionsschubspannungen übertragen werden. Die Tragfähigkeit für die Scheibenwirkung ist somit direkt von der Qualität der Leimfugen abhängig.

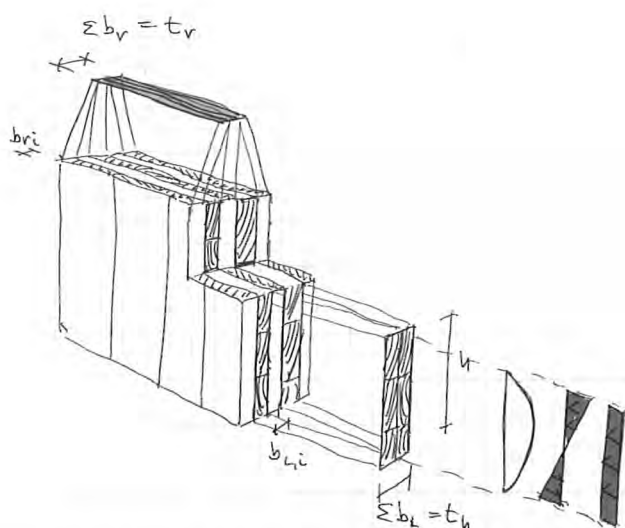


Bild 5: Vereinfachtes Modell zur Simulation der Scheibentragwirkung

Da in diesen Kontaktflächen die resultierende Spannung großteils schräg zu den einzelnen Brettschichtorientierungen wirkt, ist diese Schubtragfähigkeit auch wesentlich höher als die sogenannte Rollschubtragfähigkeit.

Beim Rollschub versagen die Bretter infolge des Zuges normal zur Faser oder durch „Abrollen“ von Faserbereichen entlang der Jahrringe, und manchmal auch die Klebefuge.

Sobald der Schub leicht schräg zu den Faserrichtungen der einzelnen Bretter wirkt, nähert sich die Schubfestigkeit der von Vollholz (ohne Schwindrisse).

All diese Effekte in einer baupraktischen Berechnung im Detail zu erfassen, ist sehr aufwendig und auch sicher nicht sinnvoll.

Für die ETA der Firma KLH wurde daher schon vor mehreren Jahren der Weg gewählt, hier einen Nachweis über den Vollquerschnitt der in Tragrichtung wirkenden Lamellen zu führen, in dem die Detailnachweise für die Klebefuge „enthalten“ sind. Die Materialkennwerte wurden so festgelegt, dass eben nur diese Vollquerschnitte auf Biegung, Normalkraft und Schub nachgewiesen werden müssen.

Diese Nachweise können mit jedem üblichen Statikprogramm durchgeführt werden. Da es sich hier meist um sehr schlanke und hohe Querschnitte handelt, darf der Schubverformungsanteil nicht vernachlässigt werden.

Für das Produkt, KLH wurde bei den Versuchen ein G von 390 N/mm^2 ermittelt. In der ETA wurde ein Wert von 250 N/mm^2 aufgenommen, um noch etwaige Systemunschärfen etc. erfassen zu können. Dieser Wert wird in der nächsten Ausgabe der ETA aber erhöht werden, da nun auch Versuche mit gesamten Wänden mit Öffnungen vorliegen und das Rechenmodell damit bestätigt ist.

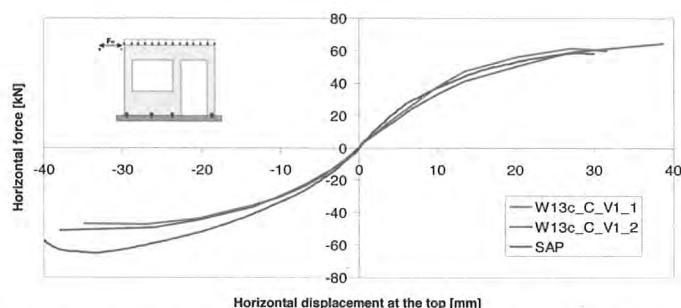


Bild 6: Lastverschiebungsdiagramm einer Wandscheibe mit Öffnungen unter Horizontallast und vertikaler Auflast parallel zur Wandfläche

Bei den Versuchen wurden viele praktische Randbedingungen mit erfasst. So wurden die Bretterlagen an den Schmalseiten nicht miteinander verklebt, weiterhin wurden zusätzliche „Schwindrisse“ hinzugefügt. Trotzdem sind die Werte nicht merklich gesunken.

Die Tragfähigkeit dieser Bretterschichten hat auch relativ wenig mit der Verleimung der Schmalseiten zu tun. Das Verleimen

bringt hier maximal Vorteile bei der Verwendung schmalerer Brettware. Hier hat das b/h-Verhältnis Einfluss auf die Rollschubfestigkeit.

Im Normalfall werden die Platten bei circa 12 bis 14 % Holzfeuchte verklebt. Im Extremfall können diese Holzbauteile auf bis zu 6 bis 7 % austrocknen.

Durch die kreuzweise Verlegung können die Bretter in den Kontaktflächen aber nicht schwinden, dazwischen schon. Die gesamten Brettflächen stehen somit komplett unter Quersugspannung. Sichtbar wird das an den Deckflächen (Schwindrisse, Fugen) und an den Schmalseiten.

Auch wenn hier manchmal keine direkt sichtbaren Risse vorhanden sind, steht die Oberfläche unter Quersugspannung. Das Reißen der Oberfläche kann unmittelbar bevorstehen.

Somit kann diese Verleimung an den Schmalseiten keine günstigen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit dieser Flächen haben bzw. keine, die man rechnerisch ansetzen sollte. Es ist auch zu hinterfragen, ob bei den etwaigen Versuchen dieser Effekt berücksichtigt worden ist.

Diese beiden Betrachtungsweisen (als Platte oder als Scheibe) führen nun zu komplett unterschiedlichen Querschnittswerten.

In vielen FE-Programmen kann zum Beispiel orthotropes Materialverhalten über die Definition verschiedener E-Moduln oder verschiedener Plattendicken simuliert werden. Das ist auch für Brettsperrholz eine sinnvolle Vorgehensweise. Auch die realitätsnahe Berechnung als Scheiben ist mit zwei verschiedenen Plattendicken möglich. Leider unterscheiden sich diese reduzierten Plattenstärken für die verschiedenen Tragwirkungen.

Am Beispiel einer KLH 5s 182-mm-Platte sei dies verdeutlicht.

Berechnung als	Platte	Scheibe	Differenz
Plattenlängsrichtung	16,1 cm	10,2 cm	57 %
Plattenquerrichtung	10,7 cm	8,9 cm	20 %

Diese Unterschiede können nicht mehr vernachlässigt werden.

Ein einfacher Ausweg ist hier zum Beispiel im RFEM der Firma Dlubal gegeben. Hier kann man direkt in die Koeffizientenmatrix eingreifen und so das Material sehr genau definieren, auch ohne dass man mit eher aufwendigen geschichteten FE-Modellen arbeitet, die zudem nur von wenigen FE-Programmen beherrscht werden und ein umfangreiches Spezialwissen voraussetzen. Sicher ein Fall für die Theorie, aber weniger für die Praxis.

Im Bild ist die Eingabemaske des Programms RFEM4 dargestellt. Hier kann man seit Kurzem diese Werte auch abspeichern oder aus einem Excel-File einlesen. So können die verschiedenen Plattentypen vordefiniert werden, für den Anwender wird das Berechnen der Platten somit stark vereinfacht.

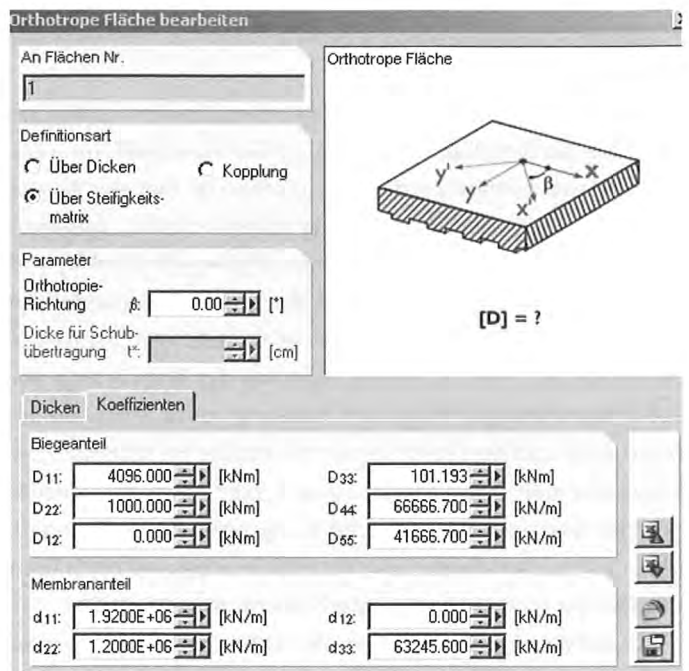


Bild 7: Eingabemaske des Programms RFEM 4

In die einzelnen Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix können alle Effekte wie die verschiedenen Schubmoduln, Tragwirkungen etc. eingerechnet werden.

Das Ergebnis sind dann relativ genaue Verformungen und leider nicht immer ganz realistische Schnittgrößen. Diese müssen an diversen örtlichen Extrempunkten sicher noch genauer hinterfragt und mit ingenieurmäßigen Methoden und Wissen weiterbearbeitet werden. Aber Vorsicht vor zu extremem Reduzieren der teilweise theoretischen Berechnungsergebnisse, Holz kann nur bedingt „fließen“.

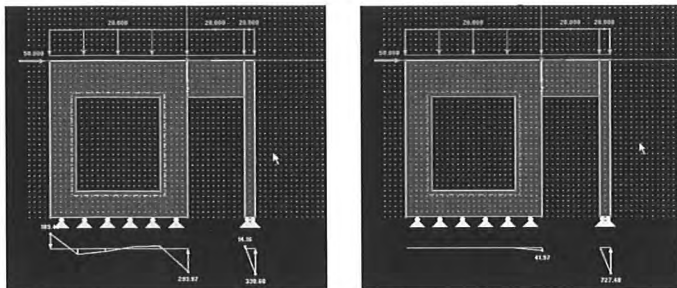
Mit diesen Berechnungsansätzen lassen sich mit relativ wenig Aufwand auch Stabilitätsuntersuchungen an Platten (Beulen) durchführen. Das kann gegenüber den derzeit üblichen, ebenen Berechnungsansätzen noch so manche Reserve aus einer Tragstruktur zutage fördern.

Ein wesentlicher Bestandteil einer derartigen Berechnung sind aber die Lagerungs- und Koppelungsbedingungen der Platten untereinander. Da in den überwiegenden baupraktischen Fällen und aus wirtschaftlichen Gründen meist nur mit Holzschrauben und einfachen Metallwinkeln gearbeitet wird, sind diese Verbindungen meist nachgiebig.

Diese Federsteifigkeiten müssen für die Fugen richtig definiert werden bzw. müssen die Berechnungsergebnisse richtig interpretiert werden.

Optimal sind hier sicher nichtlineare Federn, so dass man zum Beispiel auch „abhebende“ Auflager simulieren kann. Es ist sehr oft nicht möglich, die bei starren Lagerungen entstehenden abhebenden Auflagerkräfte überhaupt mit Verbindungsmitteln einzuleiten bzw. würde eine kleine Umlagerungsmöglichkeit diverse Kräfte massiv reduzieren.

Ein schönes Beispiel sind aussteifende Wandscheiben, hier kann durch die richtige Simulation des Tragmodells oft sogar komplett auf diverse Verankerungen verzichtet werden.



Lager starr
Zugverankerungen links nötig

nichtlineare Lager, Ausfall, wenn Zug
keine Zugverankerungen nötig

Bild 8: Tragmodell Wandscheibensimulation in zwei Varianten

Allerdings sind gerade bei Wechselbeanspruchungen die realen Tragwirkungen nur schwer zu erfassen. Die Systeme werden hier hochgradig nichtlinear (wenn man diese genau berechnen wollte). Hier gilt es einen sinnvollen Mittelweg zu finden.

Diese Unsicherheiten und der Aufwand bei der richtigen Eingabe der Strukturen in FE-Programme ist sicher ein Grund, warum diese Softwareprogramme für die Berechnung von Brettsperrholzplattenstrukturen noch keine breite Anwendung finden.

So müsste es zum Beispiel möglich sein, dass nach der Eingabe einer Deckenfläche die Fugen definiert werden können und diese dann automatisch mit den entsprechenden Federsteifigkeiten belegt werden. Man müsste durch ein globales Markieren aller Fläche und Kanten Federsteifigkeiten zuweisen können. In der Grafik müsste eindeutig erkennbar sein, wie die Haupttragrichtung der Platten verläuft etc.

Ohne diese Hilfsmittel wird die Verwendung von FE-Programmen sicher nur für Spezialfälle sinnvoll sein.

Umso mehr, und auch zur Kontrolle der FE-Berechnungen, ist es wichtig, dass man sich auch mit einfachen Modellbildungen für diese räumlichen Faltwerkstrukturen beschäftigt.

Anhand von zwei Beispielen möchte ich nun die Möglichkeiten einer einfachen, aber trotzdem computerunterstützten „Handrechnung“ aufzeigen. Räumliche Strukturen lassen sich oft auf ebene Problemstellungen reduzieren.

4 Ausgeführte Beispiele

Das erste Beispiel ist eine Überdachung einer Whiskey(schau)brennerei in der Steiermark. Der Architekt hat hier einen sehr lichtdurchfluteten Raum gebaut, das Dach schwebt hier förmlich über dem Erdgeschoss. Im Dach ist allerdings noch eine sehr hoch belastete Lagerfläche untergebracht.

Die aufgesetzte Dachfläche hat auf einer Seite eine vertikale (Außenwand) und auf der anderen Seite eine schräge Dach-



Bild 9: Fotogalerie Whiskeybrennerei

fläche. Die Dachplatten spannen quer zur Längsrichtung des Daches. Die vordere Wand wirkt als Wandscheibe (wandartiger Träger), der auf Einzelstützen aufgelagert ist.



Bild 10: Innenansicht Dachtragstruktur.

Um für derartige Bauwerke die Scheibenkräfte einigermaßen richtig erfassen zu können, ist es möglich diese Struktur in einem ebenen Schnitt zu analysieren.

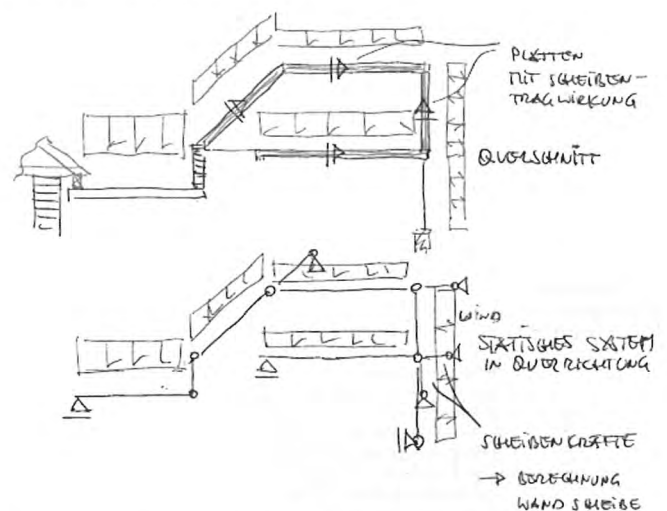


Bild 11: Ebenes Tragmodell zur Berechnung der räumlichen Tragwirkung

Die violett eingezeichneten Stäbe simulieren die Scheibenwirkung. Die Normalkräfte in diesen Stäben können direkt als

Last für die einzelnen Scheiben (Wand- oder Deckenscheibe) verwendet werden.

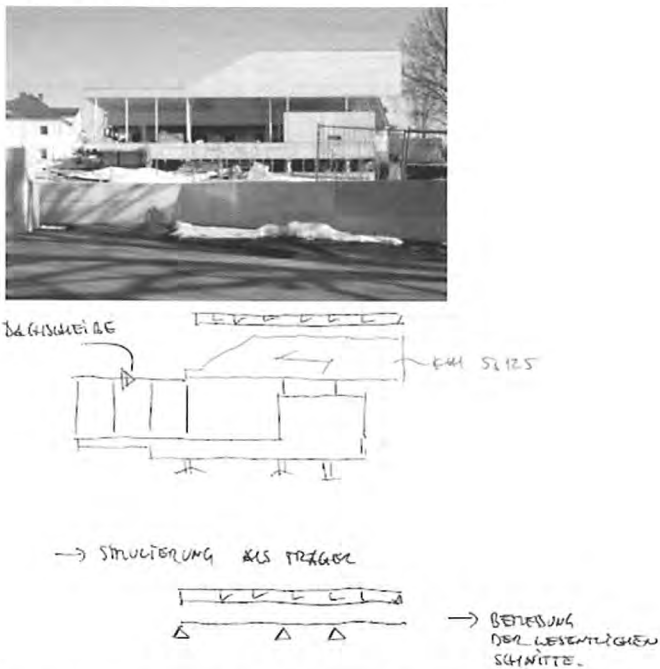


Bild 12: Ableitung der Scheibenkräfte des ebenen Tragmodells über eine Wandscheibe, berechnet als wandartiger Träger

Im Bild 12 dargestellt ist die Außenwand, die auf nur 3 Stützen aufliegt. In Längsrichtung ist die Struktur auch hier wieder über die Dachscheibe stabilisiert.

Für die Detailbemessung kann die Wand wie ein Träger betrachtet werden. Wenn allerdings die Ausnutzungen sehr hoch werden, ist sicher eine Scheibenberechnung mit einem FE-Programm nötig, aber eben nur für dieses herausgelöste Teilproblem.

In diesem Fall waren die Längsspannungen aber bei Weitem nicht ausgenutzt. Maßgebend für die Plattendicke war hier sogar der Flächenteil, der am unteren Rand innen nicht durch eine Zwischendecke gehalten ist. Hier musste an der Innenseite eine Strebe eingeführt werden.

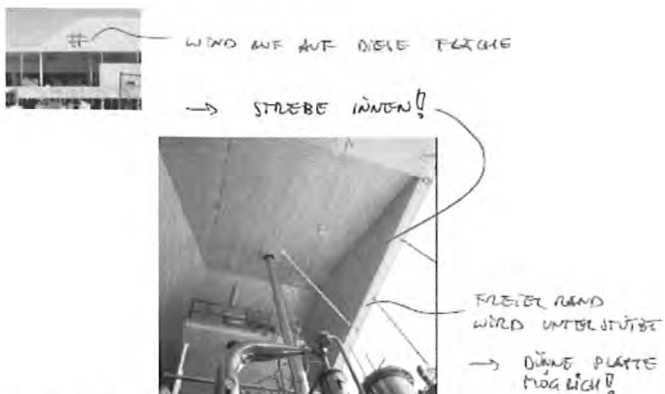


Bild 13: Abstrebung der Wandscheibe zu Ableitung der Windkräfte normal zur Wandscheibenfläche

Mit dieser Strebe wird der untere Wandstreifen gehalten (Windlasten auf die Wand und von der Verglasung).

Bei derartigen Wandscheiben wirken an Auflagerpunkten auch immer wieder sehr hohe Kräfte. Diese sind meist relativ einfach ableitbar, da bei Brettsperrholzplatten an allen Rändern immer auch Flächen mit Hirnholz vorhanden sind.

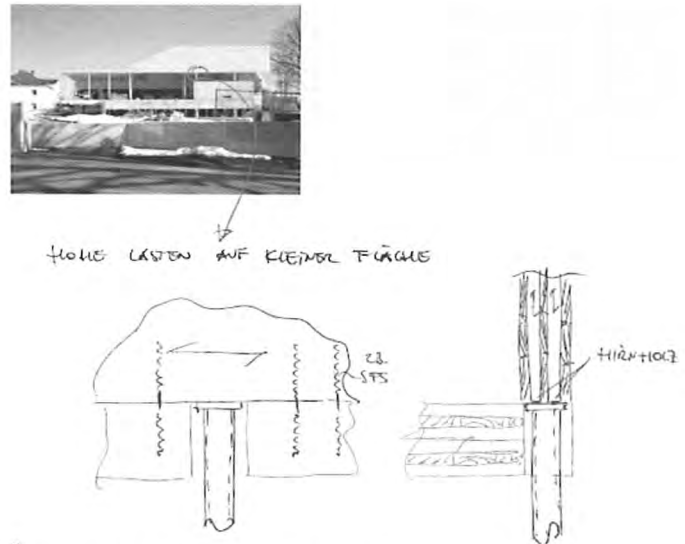


Bild 14: Auflagerung der Wandscheibe

Über Stahlteile lassen sich hier meist auf sehr kleiner Fläche sehr hohe Kräfte abtragen. In diesem Detailpunkt wurde die Zwischendecke, mit den hohen Lagerlasten, in die Wandscheibe hochgehängt. Für die Wandscheibe kein wesentliches Problem, da es durch die vertikalen Bretterlagen kein Querzugproblem im herkömmlichen Sinn gibt.

Im Bereich der Stütze ist diese Platte etwas ausgenommen. Damit werden die Kräfte aus der Wandscheibe direkt in die Kopfplatte der Stahlstütze geleitet. Hätte man die Deckenplatte in diesem Bereich nach außen geführt, dann müsste man die Pressungen normal zur Faser berücksichtigen. Das hätte hier ein relativ großes Stahlteil ergeben.

Das zweite Beispiel zeigt einen klassischen Kirchenbau. Die Form wurde von den Architekten bewusst konventionell gewählt. Da sich diese Kirche auf großer Höhe befindet und im Sommer nur eine relativ kurze Bauphase möglich ist, hat man sich entschieden, das Gebäude aus Holz zu bauen. Mit ein Grund waren auch die akustischen Anforderungen. Der gesamte Baukörper wirkt als Resonanzkörper, innerhalb der tragenden Holzstruktur wurde mit etwas Abstand eine Schicht aus Zirbenholz vorgehängt.

Die Tragstruktur besteht im Wesentlichen aus 108 mm dicken Platten, die als Falwerk wirken.

Die schrägen Dachflächen kann man sich als schräg gelegte Mittelpfetten vorstellen.

Bei den hohen Wänden wurden zum Abtragen der Windkräfte noch Rippen davorgestellt. Die gesamte Queraussteifung erfolgt über die Dach- und Wandscheiben. Der Hauptbaukörper ist circa 16 m hoch und circa 25 m lang.



Bild 15: Fotogalerie der Kirche

Diese Struktur hat ihre Bewährungsprobe schon bestanden. Kurz nach Fertigstellung hat es orkanartige Stürme mit circa 150 km/h Windgeschwindigkeit gegeben. Rundum wurden die Wälder großflächig zerstört. Die Kirche hat dem aber ohne Probleme standgehalten.

Das folgende Bild zeigt das statische System der Quertragung. Mit den Ersatzstäben für die Scheibenwirkung können die Scheibenkräfte ermittelt werden.

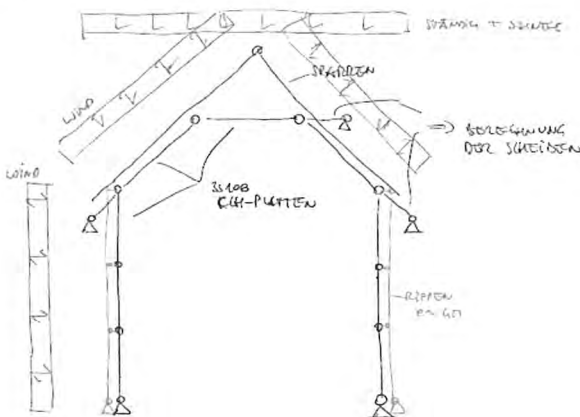


Bild 16: Ebenes Tragmodell zur Berechnung der räumlichen Tragwirkung

Diese Struktur kann über ein einfaches ebenes Stabwerksprogramm berechnet werden.

Mit der Steifigkeit der Ersatzstäbe kann weiterhin auch die Nachgiebigkeit der Scheiben simuliert und deren Auswirkungen berechnet werden.

Die Normalkräfte in den Ersatzstäben sind auch hier wieder die Scheibenkräfte, damit kann die Scheibe im Detail bemessen werden.

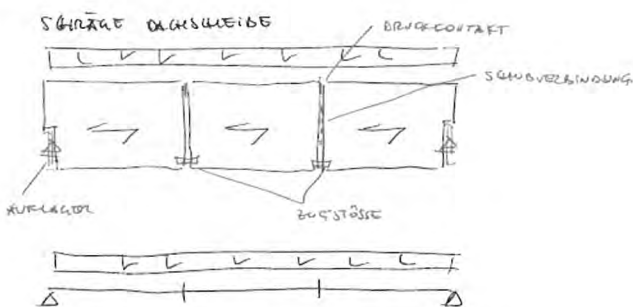


Bild 17: Betrachtung der schrägen Dachplatte unter Scheibenbeanspruchung als Balken mit 2 biegesteifen Stößen

In diesem Fall war es nötig, die Dachscheibe 2 x zu stoßen, die Transportlänge war wegen der beengten Straßenverhältnisse beschränkt.

Über den Ersatzträger können auch hier wieder die entsprechenden Schnittgrößen für die Bemessung der Anschlüsse berechnet werden.

Über eine Simulation als Wandscheibe können hier natürlich auch die Nachgiebigkeiten der Anschlüsse und Stöße berücksichtigt werden. Aber wesentlich einfacher als ebenes Problem und nicht immer unbedingt als räumliche Tragstruktur.

Vor allem beim Konstruieren der hoch belasteten Anschlüsse ergeben sich bei diesen Platten immer wieder doch sehr einfache Details. In diesem Fall wurde die schräge Dachscheibe in die Querscheiben über einen überdimensionalen Stufenfalz eingehängt. Wesentlich einfacher, als hier mit Stahlteilen und sehr vielen Verbindungsmitteln zu arbeiten.

Über eine kleine Kontaktfläche mit einem Stahlteil dazwischen können die Lasten direkt vom Hirnholz der einen Platte ins Hirnholz der anderen Platte geleitet werden.

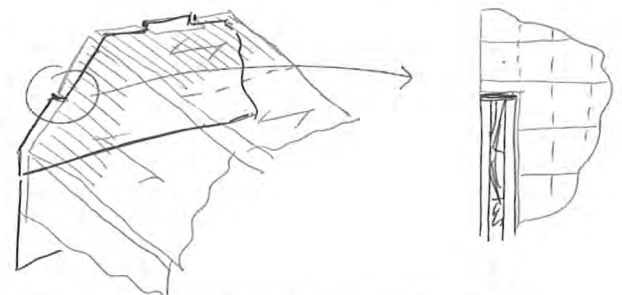


Bild 18: Konstruktiv einfache und kostengünstige „Verhaltungen“ der Plattenränder zur Kraftübertragung

5 Zusammenfassung

Brettsperrholz hat ein sehr hohes konstruktives Potenzial. Die Möglichkeiten sind hier meist nur durch behördliche Auflagen (Brandschutz) beschränkt.

Natürlich haben diese Platten nicht nur Vorteile.

Ein wesentlicher Vorteil ist aber der, dass damit auch unerfahrene Firmen relativ komplizierte Strukturen sicher bauen können. Aufwendige Details können oft vermieden werden, der Wegfall aufwendiger Stahlteile senkt auch die Kosten beträchtlich.

Etwas über zehn Jahre Erfahrung mit dem Plattenmaterial, in denen es auch immer wieder Fehler und Schäden gegeben hat, haben den Weg für weitere Anwendungen aufgezeigt.

Schäden lassen sich oft sehr einfach sanieren, die Möglichkeit der flächigen Lastabtragung bietet hier gegenüber anderen Holzbauweisen massive Vorteile und Reserven. Über die Scheibenwirkung können sich Lasten auf andere Gebäudeteile umlagern. Über die Verzahnungstechnologien lassen sich auch

Anschlüsse und Verbindungen mit sehr hohen Kräften relativ einfach realisieren.

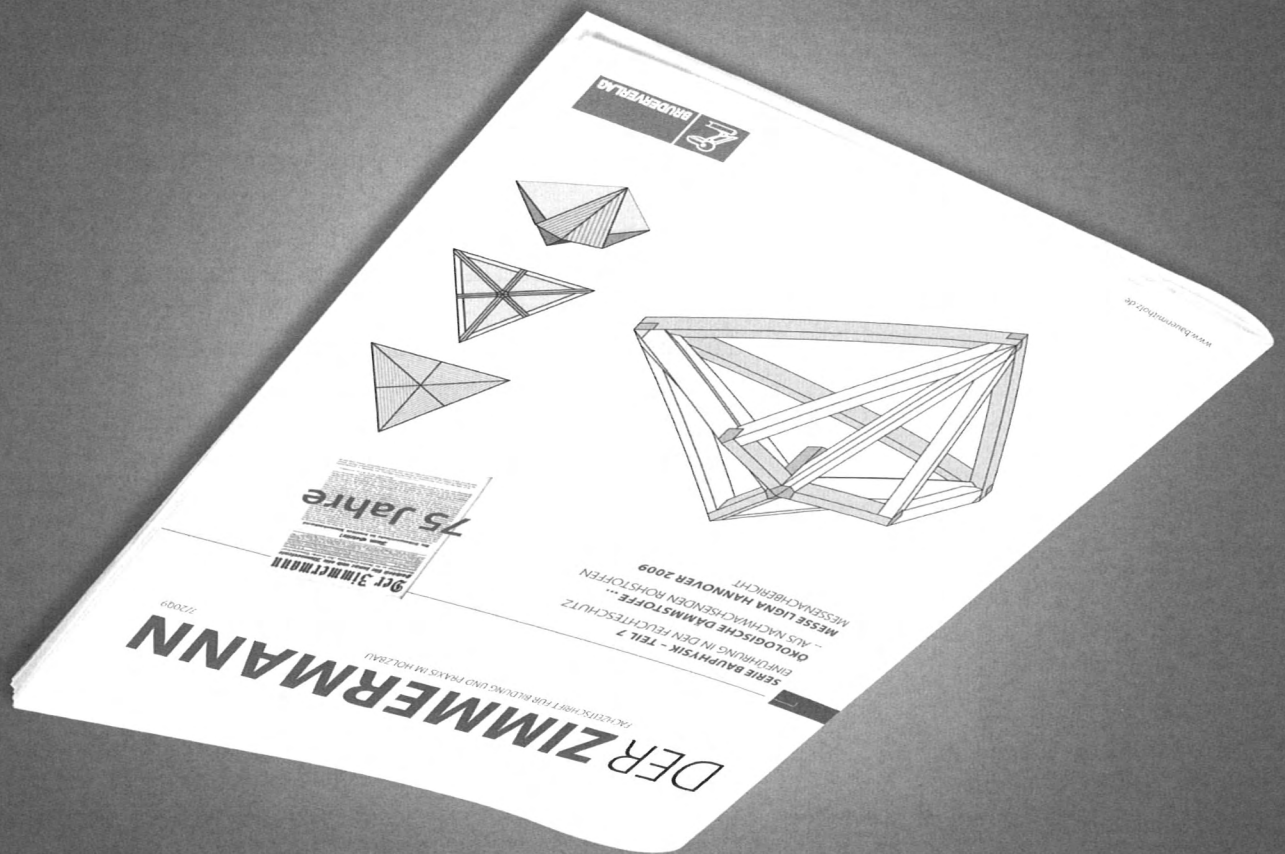
Das kann den Weg für weitaus höhere Gebäude ebnen, als wie wir sie derzeit kennen.

Das achtgeschossige Wohnhaus in London hat hier gezeigt, dass auch strenge Bauauflagen umgesetzt werden können. In England muss bei höheren Gebäuden eine Art Katastrophen-

lastfall mit ausfallenden Bauteilen nachgewiesen werden. Dieser Nachweis verhindert den Zusammenbruch ganzer Gebäude, obwohl möglicherweise im Erdgeschoss eine gesamte Wand einbricht.

Über die Scheibentragwirkung (Faltwerkwirkung) der Brettsperrholzplatten waren diese Nachweise unproblematisch zu erfüllen. **I**

Bildung und Praxis im Holzbau Lernen – Können – Meistern



Bewährtes Fachwissen für das Zimmerhandwerk.
Jetzt abonnieren unter www.baufachmedien.de/dzi!

BRUDERVERLAG



Ein Unternehmen der
Gruppe Rudolf Müller

Prof. Dr.-Ing. Jan-Willem Gijsbert van de Kuilen



Professor für Physikalische Holztechnologie,
Technische Universität München

Beruflicher Werdegang:

- Wissenschaftlicher Mitarbeiter der Niederländischen Organisation für angewandte Forschung TNO
- Promotion an der Technischen Universität Delft
- Ass. bzw. Assoc. Prof. für Holz und Holzbau an der Technischen Universität Delft
- Forschungsaufenthalt bei CNR-Ivalsa (Italien)

Verbindungsmitel aus hochfesten Stählen – Stabdübelverbindungen

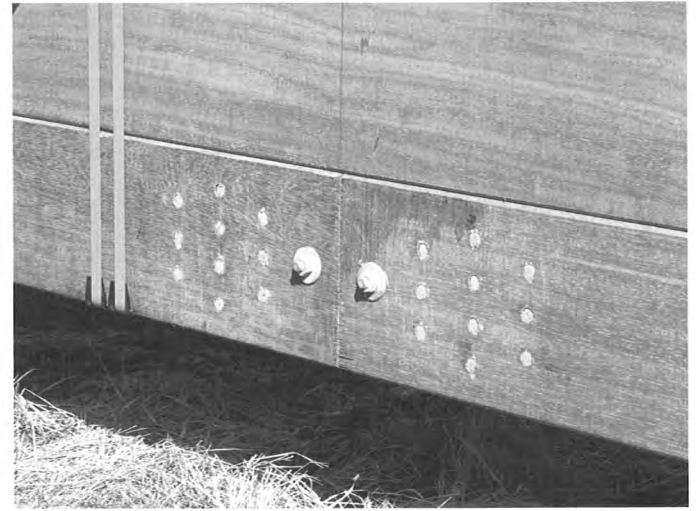
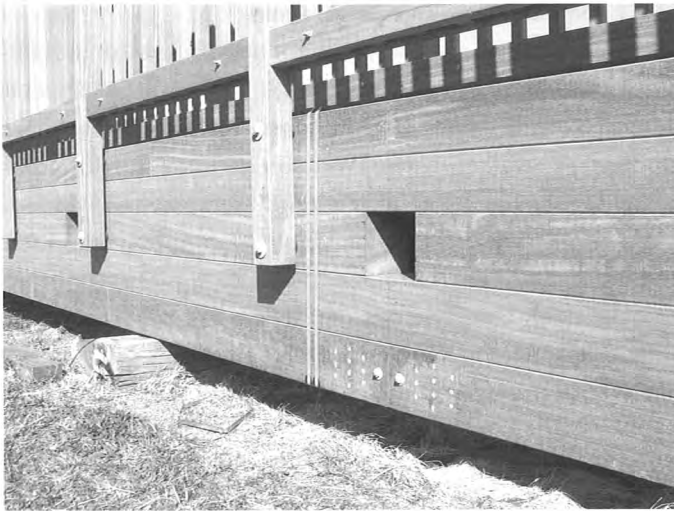
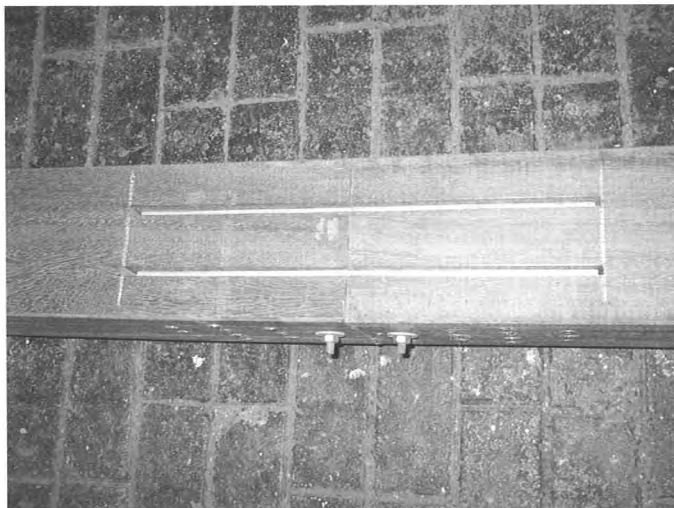


Bild 1: Brückendetail aus Bongossi mit Längsstoß. Zwei Stahlbleche (vier Scherflächen) und zehn Dübel sowie ein Bolzen an jeder Seite des Stoßes. Gemäß Vorschrift ist mindestens ein Dübel als Bolzen ausgeführt.



1 Einführung

In den letzten Jahren haben vor allem Verbindungen mit Holzschrauben ihr großes Nutzungspotenzial in vielen neuen Bereichen nachgewiesen. Dabei sind die traditionellen glatten Stabdübel etwas in den Hintergrund geraten. Vielleicht zu Unrecht, denn viele Holzbauten, vor allem wenn es um große Brettschichtholzträger geht, werden immer noch mit glatten Stabdübeln gebaut. Dabei handelt es sich sowohl um Holz-Holz-Verbindungen, als auch um Holz-Stahl-Verbindungen. Die letzteren werden in der Praxis am meisten für schwere Verbindungen benutzt, die große Kräfte oder Momente übertragen sollen. Die Komponenten, Stahlplatten, Anschlüsse und Dübel

werden oft nach Maß vorgefertigt und bringen relativ hohe Kosten mit sich. Bohrkosten in der Vorfertigung sind dabei nicht zu vernachlässigen. Die Erweiterung der Nachweismöglichkeiten für hochwertige Stahlsorten mit hohen Festigkeiten erlaubt entweder weniger oder immerhin kleinere Bohrlöcher. Dabei sind auch architektonisch schönere Anschlüsse möglich. In Bild 1 und 2 sind zwei mögliche Anwendungsbereiche gegeben. Bild 1 zeigt einen Längsstoß (Zug/Druck) in einem Verbundträger von einer Brücke, ausgeführt in der Holzart Bongossi/Azobé. Die Stöße haben Abmessungen in der Größenordnung von $100 \times 140 \text{ mm}^2$ mit zwei oder mehr innen liegenden Stahlblechen. Die nachgiebig verbundenen Holz-

träger selbst sind mit Stabdübeln bis zu 30 mm Durchmesser miteinander verbunden.

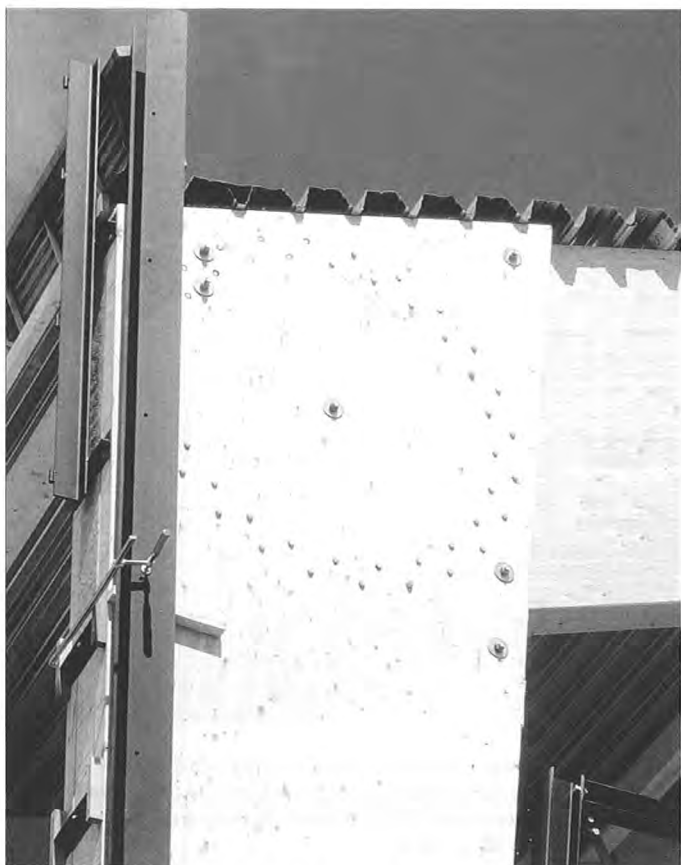


Bild 2: Doppelkreis mit Stabdübel und potenzieller Anwendungsbereich von Dübeln aus hochfestem Stahl

Bild 2 zeigt eine Rahmenecke von einem Dreigelenkrahmen. Der doppelte Dübelkreis hat 26 Stabdübel im inneren bzw. äußeren Ring, also 52 Holz-Holz-Verbindungen mit je zwei Scherfugen. Es ist evident klar, dass mit einer Steigerung der individuellen Dübelkapazität die Anzahl der Dübel verringert werden kann und damit die Kosten gesenkt werden können. Im Ansatz gäbe es nachfolgende Vorteile:

- Ein kleinerer Durchmesser der Stabdübel führt zu einer höheren Lochleibungsfestigkeit.
- Ein kleinerer Durchmesser ergibt niedrigere Bohrkosten.
- Kleinere Durchmesser der Verbindungsmittel bei gleichen Anforderungen an die Mindestabstände erlauben kleinere Holzquerschnitte.
- Weniger Stabdübel, weniger Stahl senkt die Kosten. Potenzielle Nachteile sind:
- Spröderes Verhalten der Holzverbindungen und mögliche Konsequenzen für den Teilsicherheitsbeiwert γ_M ,
- Korrosionsrisiko von hochfesten Stahlsorten bei verschiedenen Holzarten,
- Teure Stahlsorten.

Innerhalb dieses Forschungsprojektes, das zum größten Teil an der Technischen Universität Delft in den Niederlanden durchgeführt worden ist, sind verschiedene Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen geprüft worden. Die Vorfertigung der Verbindungen fand teilweise auch direkt bei Industriepartnern statt.

2 Heutige Bemessungsregeln und Praxis

2.1 Allgemeine Bemessungsregeln

Die heutigen Bemessungsregeln für Holz-Holz- und Stahlblech-Holz-Verbindungen sind im EC 5 oder DIN 1052:2008 gegeben [1], [2]. Für innen liegende Stahlbleche soll der niedrigste charakteristische Wert von den drei in Bild 3 dargestellten Versagensmöglichkeiten herangezogen werden. Diese Formeln gelten für eine Verbindung mit einem innen liegenden Stahlblech pro Scherfuge. Falls mehrschnittige Verbindungen berechnet werden sollen, soll die Verbindung aufgeteilt werden in mehrere Scherfugen und es soll der physisch mögliche Versagensmechanismus bestimmt werden.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (1)$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (2)$$

$$2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3)$$

Die Möglichkeit, die sogenannte Johansen-Tragfähigkeit durch den Einhängeeffekt zu erhöhen, gibt es für glatte Stabdübel nicht. Der Faktor $F_{ax}/4$ bleibt also unberücksichtigt.



Bild 3: Versagensmöglichkeiten für innen liegende Stahlbleche

Für die Lochleibungsfestigkeit ist folgende Formel angegeben:

$$f_{h,k} = 0,082 (1 - 0,01 \rho_k) \quad (4)$$

mit ρ_k in kg/m^3 , d in mm und $f_{h,k}$ in N/mm^2 . Diese Formel ergibt Werte, die ungefähr 10 % bis 20 % unter den Labormesswerten liegen, und liegt damit auf der sicheren Seite.

Für das Fließmoment der Stabdübel gilt die nächste Formel nach DIN 1052:

$$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} \quad (5)$$

mit $f_{u,k}$ als dem charakteristischen Wert der Zugfestigkeit des Stahles in N/mm^2 und d dem Durchmesser in mm. Ein zweiter Ansatz für die Bestimmung des Fließmoments ist gegeben durch das theoretisch korrekte Fließmoment:

$$M_{y,k} = f_{y,k} \frac{d^3}{6} \quad (6)$$

Für Stabdübel sind Stahlsorten S235, S275 und S355 mit charakteristischen Zugfestigkeitswerten von 360 bzw. 430 bzw. 510 N/mm^2 erlaubt.

2.2 Einfluss von Kraft- und Faserrichtung

Der Einfluss von mehreren Verbindungsmitteln hintereinander ist nach DIN 1052 wie folgt zu bestimmen:

$$n_{ef} = \left[\min \left\{ n; n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{10d}} \right\} \frac{90 - \alpha}{90} + n \frac{\alpha}{90} \right] \quad (7)$$

Für Zugversuche parallel zur Faser reduziert sich diese Formel zu:

$$n_{ef} = \min \left\{ n; n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{10d}} \right\} \quad (8)$$

Das ist fast gleich mit der Eurocode-5-Formel, wobei in DIN 1052 13 d durch 10 d ersetzt worden ist:

$$EC 5: \quad n_{ef} = \min \left\{ n; n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad (9)$$

Kurz gesagt, sagt diese Formel aus, dass nur bei Zwischenabständen über 10 d bzw. 13 d die maximale Anzahl von Verbindungsmitteln auch wirklich zum Ansatz kommt. Wenn man sich diese Formel genauer anschaut, spielt die Stahlsorte, und damit die Festigkeit, keine Rolle: Ob Stahl S235 oder S1100 macht kein Unterschied und hat keinen Einfluss auf die Effektivität der Verbindungsmittel [6], [7]. Es geht nur um die Geometrie.

3 Hochfester Stahl

Neue Stahlsorten, die immer mehr Eingang in die Praxis finden, fangen an bei Festigkeiten von S690 und höher. Bei dieser Forschung sind Stahlsorten mit einer Zugfestigkeit zwischen 900 und 1200 N/mm^2 benutzt worden. Dabei sind sowohl Druck- als Zugversuche gemacht worden. In Bild 4 ist ein traditionelles Spannungs-Dehnungsdiagramm von hochfestem Stahl dargestellt. Statt eines Fließbereiches gibt es das 0,2 %-Dehnungsmaß, das als Fließwert angegeben wird. Heutzutage gibt es aber auch hochfeste Stahlsorten, die richtig fließen, ohne dass sie ein sprödes Verhalten aufweisen. Das Verhältnis zwischen Fließwert und Zugfestigkeit ist aber wesentlich verschieden zu gängigen Stahlsorten und liegt über 0,8, bei gängigen Stahlsorten liegt dieses zwischen 0,65 – 0,70. Für hochfeste Stahlsorten wird

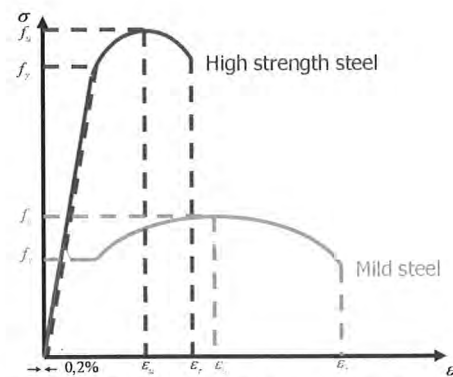


Bild 4: Traditioneller Unterschied zwischen hochfestem Stahl und Baustahl

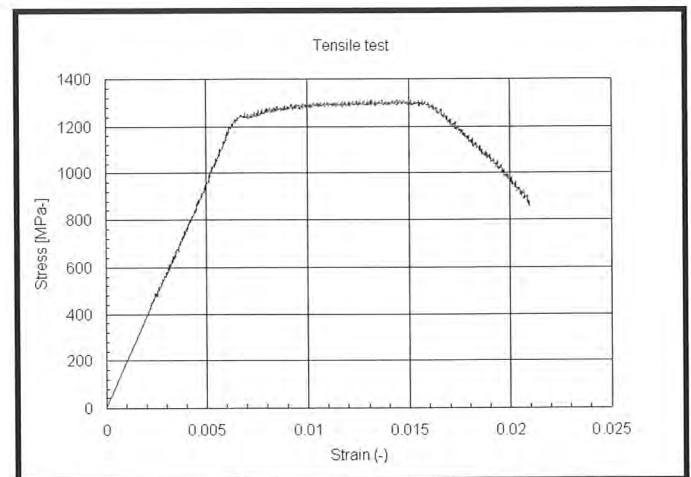


Bild 5: Spannungs-Dehnungsdiagramm von hochfestem Stahl im Zugversuch aus Versuchsreihe 4.1

verlangt, dass das Verhältnis $f_u/f_y > 1,05$ beträgt. In Bild 5 ist ein Spannungs-Dehnungsdiagramm von Stahl, der in Versuchsreihe 4.1 benutzt worden ist, gegeben. Fließen wird bei einer Spannung von 1240 MPa erreicht und die Zugfestigkeit beträgt etwas über 1300 MPa. Die gleichen Dübel sind an der Universität von Trento auch auf Biegung geprüft worden, wobei Fließmomente von rund 100 kN/mm gefunden wurden, übereinstimmend mit einem theoretischen Fließwert von ungefähr 1240 MPa nach Formel (3) und rund 1570 MPa nach Formel (2), bei einem Winkel von etwas über 20°. Diese Festigkeiten sind berechnet anhand des gemessenen Dübel durchmessers von 7,85 mm.

4 Verbindungen: Versuche und Ergebnisse

4.1 Stahl-Holz-Verbindungen mit Fichte

In dieser Versuchsreihe sind verschiedene Stahl-Holz-Verbindungen auf Zug belastet worden mit 1, 3 oder 5 Dübeln in einer Reihe [3], [4], [5]. Der Entwurf dieser Verbindungen ist immer so angesetzt, dass die Annahme dicker Stahlbleche erfüllt war ($t_{\text{stahlblech}} = 8 \text{ mm}$, $d_{\text{dübel}} = 8 \text{ mm}$, also $t/d > 1$) und dass mit Holzabmessungen Dicke x Breite = 90 x 100 mm^2 immer ein Versagensbild mit einem Fließmoment vorhergesagt wurde. Die mittlere Rohdichte des verwerteten Holz war rund 450 kg/m^3 . In

Tabelle 1: Versuchsreihe für Stahlblech-Holzverbindungen mit Fichte

Reihe Nr.	Anzahl Dübel	beanspruchtes Hirnholzende $a_{3,t}$	DIN 1052	parallel zur Faser a_1	DIN 1052
1	1	7d	7d oder 80 mm	[-]	[-]
2	3	7d		7d	5d
3	3	7d		7d	5d
4	5	7d		7d	5d

* In dieser Versuchsreihe waren die mittleren Stabdübel um 1d versetzt, um dem Einfluss der Anzahl von Verbindungsmitteln in einer Reihe (Formel 8) nachzugehen.

Tabelle 1 ist eine Übersicht über die Zwischenabstände in den Versuchsreihen und die Mindestanforderungen nach DIN 1052 bzw. EC 5 gegeben.

Die Vorhersage und die Versuchsergebnisse der Tragfähigkeit der vier Versuchsreihen sind in Tabelle 2 dargestellt (2 Scherfugen), wobei Versuchsreihe 2 und 3 als gleichwertig gelten.

Tabelle 2: Vorhersage und Ergebnisse der Tragfähigkeit [kN] ohne Berücksichtigung von n_e

Serie	F_{est} (M_y - Gl.(5))	F_{est} (M_y - Gl.(6))	F_{avg}	aktuelles n_{ef}
1	21,7 (Eq. 3)	23,0 (Eq. 2)	22,7	1
2/3	65,2	69	65,9/68,3	3
4	108,7	115	103	4,5

Weil die Dübel in diesem Fall einen kleinen Durchmesser haben, ist der Unterschied zwischen Gleichung (5) und (6) gering. Der Einfluss der Anzahl Verbindungsmittel in Kraftlinie parallel zur Faser wurde anhand Formel (8) und (9) analysiert. Drei oder fünf Verbindungsmittel in einer Reihe würde ein n_{ef} bedeuten von 2,3 bzw. 3,65 nach Eurocode 5 (Gl. (9)) bzw. 2,45 und 3,89 nach DIN 1052 (Gl. (8)) für die Zwischenabstände aus Tabelle 1. Dies würde eine rasante Abminderung der Tragfähigkeit darstellen und war der eigentliche Grund für Versuchsreihe 3.

In der vierten Spalte von Tabelle 2 sind die Mittelwerte der Versuchsreihen dargestellt, wobei deutlich wird, dass n_{ef} bei den in Tabelle 1 angegebenen Zwischenabständen fast keine Rolle spielt. Dieser Effekt kann ausgeprägter sein bei Zwischenabständen zwischen 5d – 7d, aber die Abminderung scheint jedenfalls hoch zu sein im Vergleich zu diesen Versuchsergebnissen, siehe Bild 6. Hier ist noch weiterer Forschungsbedarf. Weil es in den Ergebnissen keine Unterschiede gab zwischen Versuchsreihe 2 und 3 konnte einem möglichen Vorteil durch das Versetzen der mittleren Verbindungsmittel um 1d leider nicht nachgegangen werden.

Die Ergebnisse der individuellen Versuche sind in Bild 7 dargestellt. In den verschiedenen Grafiken ist mit schwarz an-

gemerkt, in welchem Bereich die Verformung liegt, bei der der Maximalwert der Kraft, also u_{min} und u_{max} erreicht wurde. Die horizontale Achse geht bis 25 mm für eine Verbindung mit nur einem Dübel und bis jeweils 12 mm in den übrigen Versuchsreihen. Klar ist, dass die Verformungskapazität rückläufig ist bei mehreren Verbindungsmitteln. Trotzdem sieht man noch eine erhebliche Verformungskapazität, die sich nicht wesentlich reduziert hat gegenüber Versuchsreihen mit gängigen Stahlsorten. Auch ein Unterschied zwischen 3 und 5 Dübeln ist nahezu nicht erkennbar, ebenso gibt es keinen wesentlichen Unterschied zwischen Versuchsreihe 2 und 3. Die dritte Versuchsreihe war vorgesehen, um einer Reduzierung der Festigkeit entsprechend n_{ef} nachzugehen und eine mögliche Verbesserung dieser Abwertungsformel zu ermöglichen. Eine Abminderung konnte dann anhand der Versuche mit 3 Verbindungsmitteln überhaupt nicht festgestellt werden. Die Daten von Versuchsreihe 3 sind daher als gleichwertig mit Versuchsreihe 2 anzunehmen. Ein Beispiel der in den Verbindungsmitteln auftretenden Verformungen ist in Bild 8 dargestellt, wobei deutlich ist, dass hier Versagen der Dübel auftritt, mit einem Fließgelenk in der Mitte.

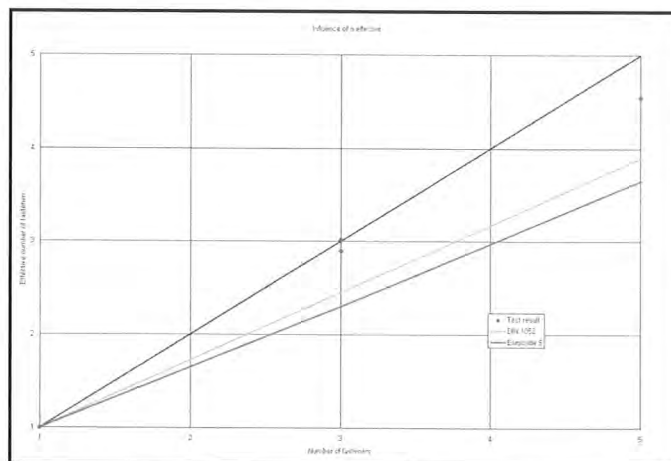


Bild 6: Einfluss der Anzahl hintereinander angeordneter Stabdübel für Versuchsreihe 4.1

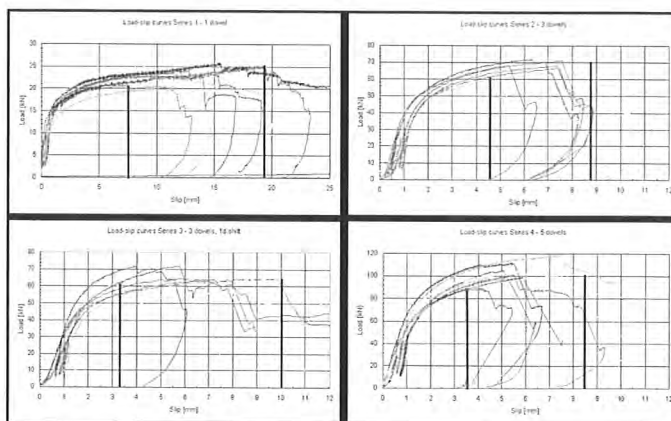


Bild 7: Ergebnisse von Stahlblech-Holzverbindungen mit Fichte: l.o. 1 Dübel, r.o. 3 Dübel, l.u. 3 Dübel, mittlerer Dübel um 1d verschieben, u.r. 5 Dübel

4.2 Holz-Holz-Verbindungen mit Fichte und mit Bongossi/Azobé

Wie in Bild 1 dargestellt, werden Brückenträger aus Bongossi mit Stabdübeln bis zu 1,40 m Länge und 30 mm Durchmesser hergestellt. Die Dübel werden auf Abscheren beansprucht und nach Eurocode 5 dimensioniert. Normalerweise wird für diese Anwendung Stahl S235 benutzt. Ein typisches Bild eines verformten Stabdübels in einer Holzverbindung aus Bongossi, Stahl S235, Querschnitte der Prüfkörperteile der Holz-Holz-Verbindung 180 x 180 mm ist in Bild 9 dargestellt. Die Verformungen gehen weit über den Maximalwert von 15 mm hinaus, der in der Prüfnorm EN 26891 gesetzt ist. In einer speziellen Versuchsreihe sind ähnliche Verbindungen, hergestellt mit Stahldübel aus Stahl S960, getestet worden. Für einen Vergleich mit Fichte war eine gleichartige Reihe für Fichte vorgesehen.

Der Durchmesser von 30 mm war vorgegeben durch die in der Praxis benutzten Querschnitte aus Bongossi. Verschiedene Versuchsreihen sind durchgeführt worden mit Stabdübeldurchmessern von 8, 16, 24 und 30 mm sowohl für Fichte als auch für Bongossi mit je fünf Versuchen pro Versuchsreihe. Weil praxisnahe Holzquerschnitte genommen wurden, war die einzige Möglichkeit, die Verbindungen auf Druck zu prüfen, wegen der großen Abmessungen und der Einspannschwierigkeiten beim Kraftaufbringen bei Zugversuchen. Die Versuchsreihen, Erwartungswerte und der Mittelwert der Ergebnisse (2 Scherfugen) je Versuchsreihe sind in Tabelle 3 zusammengefasst. Statt Stahl für 12.9 Bolzen wurde in diesem Fall Stahl S960 (42CrMoS4+QT) benutzt. Die Verbindungsmittel mit 24 und 30 mm Durchmesser wurden aus Stahlplatten gefräst, während die Durchmesser 8 und 16 mm aus 16 mm Rundstahl produziert wurden. Die Fließwerte betragen zwischen 972 und 1229 N/mm², wobei die höheren Werte dem Rundstahl entsprechen. Die erwarteten Tragfähigkeiten sind berechnet anhand der prüfkörperigen Rohdichte und Feuchtigkeit und mit einer Lochleibungsfestigkeit gemäß:

$$f_n = 0,1 (1 - 0,01 \alpha) p \quad (10)$$

Formel (10) entspricht besser dem wirklichen Lochleibungsverhalten individueller Prüfkörper und macht einen besseren Vergleich zwischen Theorie und Labordaten möglich. In der

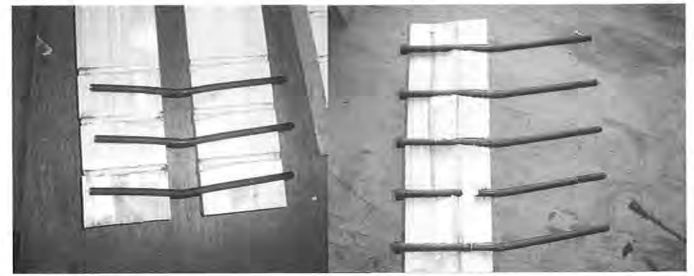


Bild 8: Fließgelenke in den Verbindungsmitteln bei drei und fünf Dübeln in einer Reihe



Bild 9: Typisches Bild der Verformungen eines Stabdübels S235 in einer Holzverbindung aus Bongossi/Azobé

Praxis wird die Lochleibungsfestigkeit selbstverständlich nach Formel (4) berechnet, was also auf der sicheren Seite ist.

In Bild 10 sind zwei verformte 30-mm-Dübel S960 von zwei verschiedenen Verbindungen dargestellt. Man sieht einen deutlichen Unterschied zwischen den Verformungen, aber eine genaue Analyse von Versuchsreihe A.4 erlaubt immer noch die Schlussfolgerung, dass innerhalb der Stahldübel an drei Stellen plastische Verformungen aufgetreten sind. Kleinere Proben mit kleineren Dübelndurchmessern ergaben relativ (bezogen auf den Durchmesser) größere Verformungen, aber niemals sprödes Versagen. Eine Änderung im Versagensmechanismus ist wahrzunehmen, da die Anzahl von Fließgelenken reduziert ist. Dass auch mit Fichte und hochfestem Stahl große Verformungen auftreten können, zeigen die Bilder 11 und 12, in denen 8 mm und 16 mm Dübelndurchmesser dargestellt sind.

4.3 Stahl-Holzverbindungen mit Cumaru und Bongossi/Azobé

In dieser Versuchsreihe sind Stahlblech-Holz-Verbindungen geprüft worden mit 1, 3 oder 5 Stahldübeln in einer Reihe, so-

Tabelle 3: Dimensionen bei den Versuchsreihen, Bemessungswerte und Versuchswerte [8]

D [mm]	ℓ [mm]	b [mm]	h [mm]	s _e	r _e	F _{EC5} Fichte [kN]	F _{test} Fichte [kN]	Ratio F _{test} / F _{EC5}	F _{EC5} Bongossi [kN]	F _{test} Bongossi [kN]	Ratio F _{test} / F _{EC5}
8	70	50	50	35	25	13,6	13,7	1,0	26,7	37,5	1,4
16	130	100	100	65	50	50,0	54,6	1,1	88,8	117,1	1,3
24	150	145	145	75	75	81,4	81,4	0,9	160,9	223,5	1,4
30	180	180	180	90	90	136,3	141,3	1,0	237,1	332,7	1,4



Bild 10: Versagensbilder der 30-mm-Durchmesser-Stahldübel S960

wohl mit Stahl S235 als auch mit Stahl von Bolzen 12.9. Die Zugfestigkeit des Stahls lag über 1300 N/mm^2 . Im Gegensatz zu der Prüferie mit Stahlblech-Fichtenholz wurden in diesem Fall die minimalen Zwischenabstände nach Eurocode 5 und DIN 1052 genau eingehalten, also 5d. Die untersuchten Holzarten waren

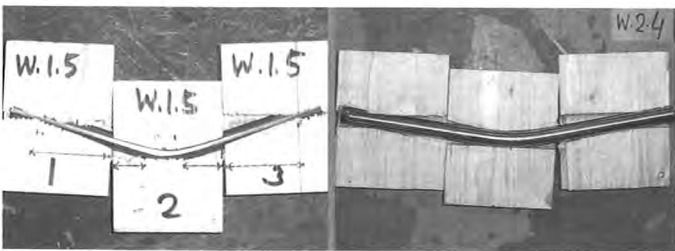


Bild 11: Fichtenprobe mit 8 (links) und 16 mm (rechts) Stahldübel S960

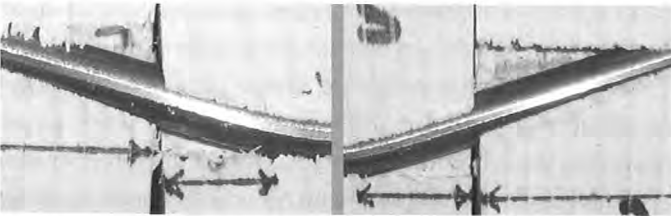


Bild 12: Fichtenprobe W.1.5. Fließgelenk im mittleren Teil mit vergrößerter Darstellung der beiden Scherfugen mit Lochleibungsversagen

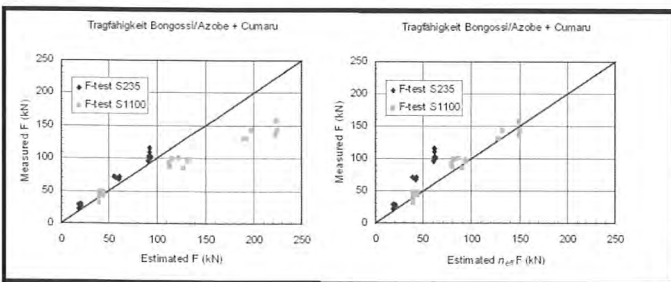


Bild 13: Versuchswerte ohne n_{ef}

Bild 14: Versuchswerte mit n_{ef}

Bongossi/Azobé und Cumaru, das vergleichbare Festigkeiten und Rohdichten aufweist wie Bongossi. Der Dübel Durchmesser betrug immer 8 mm. Die Auswertung der Daten ist so gemacht worden, dass erst die Tragfähigkeit nach Johansen pro Verbindungsmittel auf Basis der genauen Prüfkörperdaten geschätzt wurde und dann dem Einfluss der Anzahl der Verbindungsmittel im Zusammenhang mit der Stahlsorte nachgegangen wurde. Formeln (7) bis (9) ergeben nämlich keine Abhängigkeit von dem Fließwert des Stahls. Dies impliziert, dass Dübel aus Stahl S1100 sich gleich verhalten wie Dübel aus Stahl S235, auch wenn

ein spröderes Verhalten erwartet wird wegen der Änderung des Versagens in Richtung der Versagensbilder I oder II.

In Bild 13 und 14 sind die Ergebnisse dargestellt. Auf der horizontalen Achse ist die erwartete Tragfähigkeit angegeben, in Bild 13 ohne, in Bild 14 mit dem Einfluss von n_{ef} nach Formel (9). Die Versuchsreihen Cumaru und Bongossi sind zusammengefügt, einmal für S235 und einmal für S1100.

Nach Bild 13 stellt sich heraus, dass Stahlblech-Holz-Verbindungen mit bis zu fünf Stabdübeln S235 hintereinander die volle Tragfähigkeit entwickeln können, während ähnliche Verbindungen mit S1100-Dübeln ganz klar eine viel niedrigere Tragfähigkeit aufweisen. Die Tragfähigkeit von Verbindungen mit hochfestem Stahl kann aber ganz genau mit Formel (9) aus dem Eurocode 5 berechnet werden, siehe Bild 14. In diesem Fall haben die Verbindungen mit gängigem Stahl aber weitaus mehr Reservekapazität. Eine Anpassung der Formeln (7) bis (9) für den Einfluss der Zugfestigkeit vom Stahl ist wünschenswert. Aus Bild 14 kann aber die Schlussfolgerung gezogen werden, dass Dübelverbindungen mit bis zu fünf Verbindungsmitteln aus hochfestem Stahl jedenfalls keine niedrigere Tragfähigkeit aufweisen als das, was mit den heutigen Bemessungsregeln bestimmt wird. Dass trotzdem große plastische Verformungen möglich sind, lässt Bild 15 erkennen.

5 Anwendung in der Praxis und Bemessungsregeln

5.1 Schlussfolgerung und mögliche Anwendungen

Angesichts des Versagensverhaltens kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass Holzverbindungen (Holz-Holz oder Stahlblech-Holz) mit Stabdübeln aus hochfestem Stahl kein wesentlich anderes Verhalten aufweisen als solche aus gängigem Stahl. Das Versagen mit Fließgelenken bleibt möglich, wobei selbstverständlich eine Verschiebung zu einem Versagensverhalten mit weniger oder gar keinen Fließgelenken bei gleich bleibendem Holzquerschnitt und Dübel Durchmesser auftritt. Damit wird klar, dass man hochfesten Stahl in Stabdübelverbindungen nutzen kann. Man kann mit kleineren Durchmessern auskommen, die trotzdem drei Fließgelenke bilden können und damit ausreichende plastische Verformungskapazität aufweisen, oder man kann bei der gleichen Verbindungsgeometrie (Dübel Durchmesser, Abstände, Holzabmessungen) eine höhere Tragfähigkeit gegenüber gängigem Stahl erreichen. Der Einfluss von n_{ef} ist ebenfalls untersucht worden. Die Normenformulierungen liegen auf der sicheren Seite. Ein möglicher Nachteil könnte noch dadurch entstehen, dass hochfester Stahl empfindlicher sein könnte wegen höherer Korrosion durch Inhaltsstoffe aus dem Holz. Eine Übersicht über Korrosion und Mindestanforderungen zum Beispiel bei Verzinkung gibt [9]. Wichtigste Anforderung ist, dass das Holz eine relativ niedrige Holzfeuchtigkeit aufweist und dass die Dübel so wenig wie möglich einer Freibewitterung

ausgesetzt sind, was bei Stabdübeln zumeist der Fall ist. Bei Holzarten wie Eiche, Douglasie und Tropenhölzern ist eine geeignete Verzinkung vorzusehen. In diesem Bereich sind nähere Untersuchungen geplant.

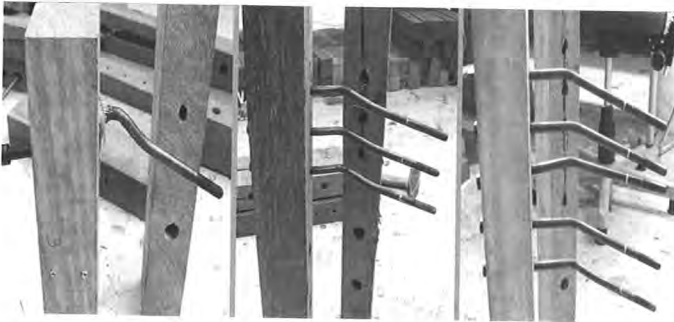


Bild 15: Plastisch verformte Stabdübel S1100 in Holzverbindungen mit einem, drei oder fünf Dübeln hintereinander angeordnet

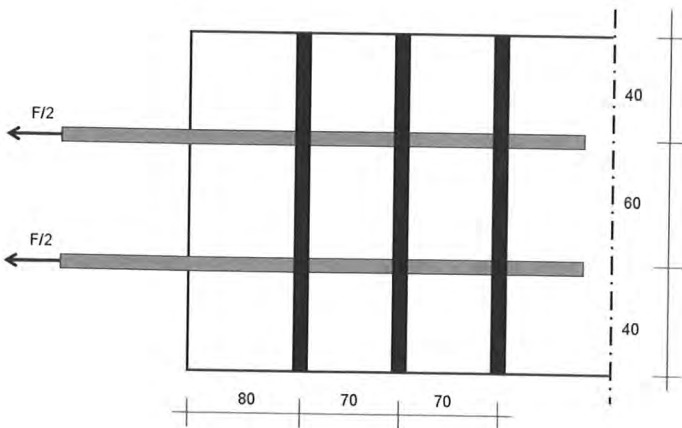


Bild 16: Draufsicht Holzverbindung mit innen liegenden Stahlblechen

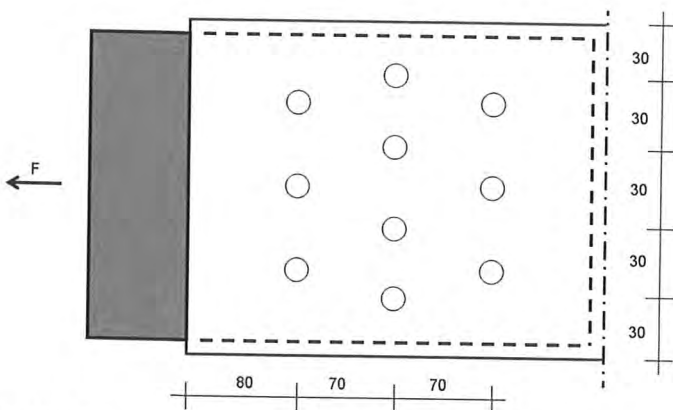


Bild 17: Seitenansicht Holzverbindung mit innen liegenden Stahlblechen

5.2 Beispiel

Als Beispiel wird die Tragfähigkeit einer Verbindung ähnlich wie die von Bild 1 berechnet, sowohl traditionell mit S235 als auch mit Stahl S1100. Durchmesser der Dübel sei 10 mm, die zwei Stahlplatten seien 10 mm dick. Damit ist $t_{\text{Stahlblech}} = d$ und

die Voraussetzung für dicke Stahlbleche ist erfüllt. Bongossi/Azobé ist in Festigkeitsklasse D70 nach DIN EN 1912/DIN EN 338 eingeteilt worden [10], [11]. Die Stahlbleche sollen gemäß Eurocode 3 bemessen werden. Was hier nicht berücksichtigt ist, ist die Möglichkeit von einem Scherversagen entlang der äußeren Verbindungsmittelreihen (Blockscheren), dies ist nach Art. 12.1 (2), DIN 1052 zusätzlich nachzuweisen. Auch Zugversagen des Holzes ist nachzuweisen. Die Zugfestigkeit des Holzes an der Verbindungsstelle wird nachgewiesen unter Abzug der Durchmesser der Löcher in der dritten Reihe, wo die Kraft zu 100 % übertragen wird. Dies gibt eine charakteristische Zugtragfähigkeit von:

$$D70 \rightarrow f_{t,0,k} = 42 \text{ N/mm}^2. \text{ Querschnitt} = (140 - 2 \times 10) \times (150 - 3 \times 10) = 14.400 \text{ mm}^2 \rightarrow F_k = 605 \text{ kN}.$$

Die Verbindung ist vierschnittig, damit wird für die Bemessung folgender Arbeitsablauf notwendig:

- Die beiden Scherfugen an der Außenseite sollen bemessen werden mithilfe der Formeln (1) bis (3), Mindestwert.
- Die beiden innen liegenden Scherfugen sollen bemessen werden als ein Teil mit zwei außen liegenden, dicken Stahlblechen. Hier kann nur symmetrisches Versagen auftreten, das heißt, entweder Holzversagen oder Versagen des Dübels mittels 4 Fließgelenken.

Pro Scherfuge gilt:

$$F_{v,k,II} = 0,5 f_{h,k} t_s d \quad (10)$$

$$F_{v,k,II} = 2,3 \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,k} d} \quad (11)$$

Der Mindestwert soll genommen werden.

Für die endgültige Bemessung pro Dübel gilt dann:

$$F_k = 2 \cdot \min(\text{Formel(1) bis (3)}) + 2 \cdot \min(\text{Formel(10) + (11)}).$$

Lochleibungsfestigkeit

Die Lochleibungsfestigkeit wird berechnet: Für Bongossi gilt $D70 \rightarrow \rho_k = 900 \text{ kg/m}^3$.

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01)\rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01) \cdot 900 = 66,4 \text{ N/mm}^2$$

Fließmoment des Dübels nach EC 5:

$$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 0,3 \cdot 360 \cdot 10^{2,6} = 42996 \text{ N/mm für S235}$$

und

$$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 0,3 \cdot 1155 \cdot 10^{2,6} = 137944 \text{ N/mm für S1100}$$

wobei die Anforderung für hochfesten Stahl gilt:

Stahl S235

$$f_{u,k} \geq 1,05 f_{y,k}$$

Seitenteil pro Scherfuge pro Dübel:

Mindestwert von Formel (1) bis (3) für S235

$$(1) \rightarrow F_{v,k,I} = f_{h,k} t_s d = 66,4 \cdot 40 \cdot 10 = 26560 \text{ N}$$

$$(2) \rightarrow F_{v,s,I} = f_{h,k} t_s d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,k} d t_s^2}} - 1 \right] = 66,4 \cdot 40 \cdot 10$$

$$\cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 42996}{66,4 \cdot 10 \cdot 40^2}} - 1 \right] = 26250 \cdot [1,47 - 1] = 12346 \text{ N}$$

$$(3) \rightarrow F_{v,kl} = 2,3 \sqrt{2M_{y,k} f_{h,k} d} = 2,3 \sqrt{42996 \cdot 66,4 \cdot 10} = 12289 \text{ N}$$

Mittelteil pro Scherfuge pro Dübel:

Mindestwert von Formel (10) und (11) für S235:

$$(10) \rightarrow F_{v,k,II} = 0,5 f_{h,k} t_f d = 0,5 \cdot 66,4 \cdot 60 \cdot 10 = 19920 \text{ N}$$

$$(11) \rightarrow F_{v,k,II} = 2,3 \sqrt{2M_{y,k} f_{h,k} d} = 2,3 \sqrt{42996 \cdot 66,4 \cdot 10} = 12289 \text{ N}$$

$$F_k = 2 \cdot \min(\text{Formel(1) bis (3)}) + 2 \cdot \min(\text{Formel(10) + (11)}) \\ = 2 \cdot 12289 + 2 \cdot 12289 = 49156 \text{ N} = 49,16 \text{ kN}$$

Charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung:

$$F_k = 491,6 \text{ kN} < 605 \text{ kN}$$

Stahl S1100

Seitenteil pro Scherfuge pro Dübel:

Mindestwert von Formel (1) bis (3) für S235

$$(1) \rightarrow F_{v,kl} = f_{h,k} t_s d = 66,4 \cdot 40 \cdot 10 = 26560 \text{ N}$$

$$(2) \rightarrow F_{v,sl} = f_{h,k} t_s d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} d t_s^2}} - 1 \right] = 66,4 \cdot 40 \cdot 10$$

$$\cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 137944}{66,4 \cdot 10 \cdot 40^2}} - 1 \right] = 26560 \cdot [1,59 - 1] = 15670 \text{ N}$$

$$(3) \rightarrow F_{v,kl} = 2,3 \sqrt{2M_{y,k} f_{h,k} d} = 2,3 \sqrt{137944 \cdot 66,4 \cdot 10} = 22012 \text{ N}$$

Mittelteil pro Scherfuge pro Dübel:

Mindestwert von Formel (10) und (11) für S235:

$$(10) \rightarrow F_{v,k,II} = 0,5 f_{h,k} t_f d = 0,5 \cdot 66,4 \cdot 60 \cdot 10 = 19920 \text{ N}$$

$$(11) \rightarrow F_{v,k,II} = 2,3 \sqrt{2M_{y,k} f_{h,k} d} = 2,3 \sqrt{137944 \cdot 66,4 \cdot 10} = 22012 \text{ N}$$

$$F_k = 2 \cdot \min(\text{Formel(1) bis (3)}) + 2 \cdot \min(\text{Formel(10) + (11)}) \\ = 2 \cdot 15670 + 2 \cdot 19920 = 71180 \text{ N} = 71,18 \text{ kN}$$

Charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung:

$$F_k = 711,8 \text{ kN} > 605 \text{ kN!}$$

Die Tragfähigkeit ist in diesem Fall um $71,18/49,16 = 45\%$ gesteigert worden, und zwar über die Zugfestigkeit des Holzes hinaus. Statt 10 Dübel reichen 7 Dübel ($7 \times 71,18 = 498,3 \text{ kN}$), um die gleiche Tragfähigkeit zu erreichen wie bei Stahl S235. Die charakteristische Zugfestigkeit des Holzes in der Verbindung (dritte Dübelreihe) beträgt 605 kN und wird also nicht maßgebend bei 7 Dübeln aus hochfestem Stahl. Damit sind die Bohrkosten für diese Verbindung um 30% gesenkt.

Alternative Lösung

Eine andere Möglichkeit ist, die Verkleinerung der Dübel-durchmesser um die Tragfähigkeit von 10 Dübeln S235 mit $d = 10 \text{ mm}$ zu erreichen. Der erste Versuch wird jetzt mit einem Durchmesser von 8 mm gemacht:

Die Lochleibungsfestigkeit wird ein wenig höher bei kleinerem Durchmesser:

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01) \rho_k = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 8) \cdot 900 = 67,9 \text{ N/mm}^2$$

Das Fließmoment wird dagegen kleiner:

$$M_{y,k} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 0,3 \cdot 1155 \cdot 8^{2,6} = 77221 \text{ N/mm für S1100}$$

Jetzt wird wieder die Tragfähigkeit bestimmt.

Seitenteil:

Mindestwert von Formel (1) bis (3) für $d = 8 \text{ mm}$

$$(1) \rightarrow F_{v,kl} = f_{h,k} t_s d = 67,9 \cdot 40 \cdot 8 = 21728 \text{ N}$$

$$(2) \rightarrow F_{v,sl} = f_{h,k} t_s d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} d t_s^2}} - 1 \right] = 67,9 \cdot 40 \cdot 8$$

$$\cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot 7721}{67,9 \cdot 8 \cdot 40^2}} - 1 \right] = 21728 \cdot [1,53 - 1] = 11617 \text{ N}$$

$$(3) \rightarrow F_{v,kl} = 2,3 \sqrt{2M_{y,k} f_{h,k} d} = 2,3 \sqrt{77221 \cdot 67,9 \cdot 10} = 14896 \text{ N}$$

Mittelteil pro Scherfuge pro Dübel:

Mindestwert von Formel (10) und (11) für S1100:

$$(10) \rightarrow F_{v,k,II} = 0,5 f_{h,k} t_f d = 0,5 \cdot 67,9 \cdot 60 \cdot 8 = 16296 \text{ N}$$

$$(11) \rightarrow F_{v,k,II} = 2,3 \sqrt{2M_{y,k} f_{h,k} d} = 2,3 \sqrt{77221 \cdot 67,9 \cdot 10} = 14896 \text{ N}$$

Die Gesamttragfähigkeit wird somit:

$$F_k = 2 \cdot \min(\text{Formel(1) bis (3)}) + 2 \cdot \min(\text{Formel(10) + (11)}) \\ = 2 \cdot 11617 + 2 \cdot 14896 = 53026 \text{ N} = 53,03 \text{ kN}$$

Charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung:

$$F_k = 530,3 \text{ kN} < 605 \text{ kN}$$

Die Reduzierung der Durchmesser auf 8 mm aus hochfestem Stahl bringt also mindestens die gleiche Tragfähigkeit (530 kN zu 491 kN), lässt aber eine Reduzierung der Holzquerschnitte zu, weil die Zwischenabstände und Seitenabstände gleichfalls reduziert werden können. Statt $220 \times 150 \text{ mm}^2$ (Seitenansicht Bild 15) reicht jetzt für die Länge der Verbindung $80 + 56 + 56 = 196 \approx 200 \text{ mm}$ und für die Höhe $5 \times 3d = 120 \text{ mm}$, bei unveränderter Breite von 140 mm . Die charakteristische Zugfestigkeit des Holzes in dem Zugstoß beträgt jetzt: $D70 \rightarrow f_{t,0,k} = 42 \text{ N/mm}^2$. Querschnitt $= (140 - 2 \times 10) \times (120 - 3 \times 8) = 11520 \text{ mm}^2 \rightarrow F_k = 484 \text{ kN}$. Damit kann die Zugfestigkeit des Holzes zwar voll ausgenutzt werden, besser ist aber, einen etwas größeren Querschnitt zu wählen, damit plastisches Dübelversagen auftritt: Gewählt wird daher $140 \times 130 \text{ mm}$, also etwas über 13% weniger Holzvolumen und 10 Bohrlöcher $\varnothing 8 \text{ mm}$ statt 10 mm . ■

6 Literatur

- [1] Eurocode 5, 2005.
- [2] DIN 1052:2008.
- [3] Houtverbindingen met hoge sterkte staal (in Dutch), Bachelor thesis work, Groesen, J. van, Kranenburg, M., Delft University of Technology.
- [4] Houtverbindingen met hoge sterkte staal (in Dutch), Bachelor thesis work, Langendijk, A., Delft University of Technology.
- [5] Timber joints with high strength steel, J.W.G. van de Kuilen & P. A. de Vries. Proceedings of the WCTE 2008, pp. 191-198, Miyazaki, Japan.
- [6] Quenneville, P. Effective in-row capacity of multiple-fastener connections, CIB-W18, Meeting 39, Florence, Italy, 2006.
- [7] Marjerrison, M., Quenneville, P., Model for the predictions of the ductile and brittle failure modes (parallel-to-grain) of timber rivet connections, CIB-W18, Meeting 40, Bled, Slovenija, 2007.
- [8] Application of high strength steel in steel pin joints and double shear timber joints according to EC3 and EC5. Master thesis work, Hialal, R. Delft University of Technology.
- [9] Korrosionsverhalten der Baumetalle in der Atmosphäre und bei Kontakt mit Holz. U. Nürnberger, „Ingenieurholzbau; Karlsruher Tage 2008“; Bruderverlag, Albert Bruder GmbH, Köln, Universität Karlsruhe.
- [10] DIN-EN 1912 Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen – Zuordnung von visuellen Sortierklassen und Holzarten.
- [11] DIN-EN 338 Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen.

Dankwort

Dr. Marco Ballerini der Universität Trento in Italien wird herzlichen Dank gesagt für die Durchführung eines Teils der Zug- und Biegeversuche mit den Stahldübeln. Ein weiteres Dankwort geht an Student Islamaj und Doktorandin Dipl.-Ing. C. Sandhaas der Technischen Universität Delft für die Ermittlung der Versuchsdaten von Stahlblech-Holz-Verbindungen mit Tropenholz.

Dipl.-Ing. Herman Emil Lüning



1947	Geboren in Luzern (CH)
1967	Abitur Gymnasium Dordrecht (NL)
1976	Diplom-Holzbauingenieur Centrum Holzresearch
1977–1980	Holzbauingenieur fa. Nemaho Holzleimbau, Doetinchem (NL)
1980–1983	Betriebsleiter Schreinerei, Doetinchem (NL)
Seit 1983	Inhaber Ingenieurbüro Lüning, Doetinchem (NL)

Timber Dome Structures -

The history, geometry, calculation and erection of geodesic timber domes

Zusammenfassung: Ausgehend von Tragstrukturen in der Natur sowie von Menschen aus Erfahrung entwickelten Tragwerken in Form der Kugel oder von Kugelabschnitten, wird deren hervorragende Eignung für leichte, weit spannde Dächer dargestellt. Die gefundenen, geometrischen Formen für kugelförmige (sphärische) Kuppeln aus Stäben werden in einem Überblick gezeigt und systematisch in eine Begriffsmatrix eingeordnet. Die weitere Betrachtung behandelt Dachtragstrukturen in Form von Kugelabschnitten. Die verschiedenen Bildungsprinzipien werden bewertend verglichen. Das mathematisch leicht zu fassende Prinzip des Icosahedron (Bildungsprinzip des Lederfußballs) wird kurz behandelt. Seine gute Eignung liegt bei weniger häufigen Kuppeln großer Höhe relativ zum Kugeldurchmesser.

Ausführlich wird die Stabanordnung entlang der Schnittlinien zwischen Kugeloberfläche und rotationssymmetrisch von Achsen durch das Zentrum des Kugelbasiskreises ausgehenden, ebenen Flächen behandelt. Diese Form wird häufig als geodätische Kuppel bezeichnet. Sie eignet sich besonders für die häufig vorkommenden, flachen Kuppeln bis zu einer Höhe etwa dem 0,2-Fachen des Grundrissdurchmessers. Ein patentiertes Knotensystem wird vorgestellt. Es werden Empfehlungen für die Lastannahmen, die Schnittgrößermittlung und die Bemessung gegeben. Dargestellt wird die Produktion aus Brettschichtholz und das Aufrichten.

Zuletzt wird mit ausgeführten Beispielen die Leistungsfähigkeit des Konzeptes in Holzbauweise nachgewiesen.

0 Introduction

The geodesic dome is a structure, which has its origins in nature. It is a structure based on logic and long established principles in chemistry, physics and in the animal and plant world, a structure, which enables a design objective to be achieved, using the least possible material. From the originality of the past to the „calculated“ structures of today, it is possible to trace a complete path of interesting developments.

1 Background

In the animal kingdom we find a number of interesting structural phenomena. The majority of birds' nests has a perfect dome structure. The nests of the weaverbird {01} and the long tailed tit {02} are true works of art. In creating shelter and nest

area, these animals instinctively choose a sphere segment and a construction method which provides the greatest strength with the least possible material. Some squirrels' nests are complete spheres made up of cleverly interwoven twigs {03}.

On smaller scale virus follow the same 3-dimensional shapes {04}. Incredible symmetric shapes with uncountable variation are found under several species.

Human beings, too, use the same talents or follow the most logical path when seeking protection from the elements. The desire to create great spans has inspired many architects and engineers to use two and three-dimensional curved structures. It was almost inevitable that the empirical struggle of the builder to create large spans would lead to these forms, since curved elements deliver a greater performance for the same quantity of material.

The **Ctesiphon Palace** near the river Tigris (550 B.C.) consisted of an enormous stone parabolic barrel arch {05}[01]. The **Treasury of Atreus in Mycenae** (1600 B.C.) is spanned by a dome made of separate stacked stones {06}[01]. The **Masai** in East Africa create the most fantastic arches using branches and manure {07}[15]. The **Peyote Indians** combine branches and skins for their domed saunas {08}[15]. The **Tuaregs** have a system for building tents using more than 30 basic forms, several of which are perfect domed constructions {09}[15].

In **Morocco**, mosque builders create extraordinary slender domes with bricks, embedded in mortar {10}[15].

In the **Hagia Sophia** in Istanbul, the architects combined the central domed span with an incredible decorative succession of curved surfaces {11}[01]. The building collapsed several times during its construction, until the structure was sufficiently formed in a manner which today we would probably be able to calculate or test using models. The stone structure is only able to take compressive forces, one of the reasons of collapsing.

The **Tartars** live in tents with a demountable wooden skeleton which forms a ribbed dome supporting the tent {12}[15].

One thing which all these structures have in common is, that it was practically impossible for their builders to go beyond certain limits using their inborn talent, simple analysis and the method of „trial and error“. Moreover, the available building materials frequently set the same physical limits. Among this group of master builders were people such as Da Vinci, Palladio and Gaudi.

2 The new era

Human beings, however, want to know „the reason why“ and explore new paths. The technical developments at the start of this century, the new building materials and the inspiration driven by international architecture exhibitions were used by various engineers to realise fundamental innovations in bearing structures. They developed systems which enabled them to escape from the structural straightjacket of the past.

- **Friedrich Reinhart Baltasar Zollinger** City architect in Merseburg and Dessau, Germany, invented the Lamella system in 1906, B.3 (§ 3.B). The system was popular all over Europe for a long time.
- **Walter Bauersfeld**, chief designer at Carl Zeiss optical industry, in 1922 became presumably the first person to build a dome with a geodesic arrangement, B.2.1.a (§ 3.B), for use in a building {13}. This also became the first lightweight steel structure with 4.000 ribs and 51 members-types. This served as a reinforcement for the first thin-walled concrete dome [12] [08].
- **Richard Buckminster Fuller** developed various spatial structures, including a lightweight car. The purpose of his dome system was to enclose the greatest possible space using the least possible material and covering the smallest possible area; his structure was again based on the arrangement B.2.1.a (§ 3.B). His fame even brought him on a special US Postage stamp! {14}. The patent he obtained in 1954 {15ab} however, shows, that his beam orientation is slightly different from that of Bauersfeld. The latter follows the system lines of a truncated icosahedron, whereas Buckminster Fuller turns his beams 36° compared to Bauersfeld's structure. Fuller realised an incredible number of projects and is regarded as the great promotor of geodesic thinking. The 76 m diameter dome, B.2.1.b/c (§ 3.B), seen at the EXPO 67 at Montreal had 6.000 intersections and 24.000 tubular elements in two layers {16}. In chemistry the strongest molecules follow the same 3-dimensional shapes. The work of Buckminster Fuller appealed so much to the imagination, that a new carbon molecule with the shape of a truncated icosahedron was named after him: Buckminsterfullerene or the Buckyball {17}.
- **D.L. Richter** further developed the concept B.2.1.c (§ 3.B), which had been developed by Kaiser Aluminium Co. from the ideas of Buckminster Fuller, to create the Richter Temcor domes {18}[06].
- **Max Mengerhausen** developed the famous MERO system, based on the polyhedron system and cheap industrial production methods.
- **Pier Luigi Nervi** developed several concrete constructions based on geodesic structures and net structures, which created new possibilities for concrete as a building material {19}.

- **Frei Otto** developed gigantic net structures which enabled large areas to be spanned using steel, timber or plastic. At his Institut für leichte Flächentragwerke in Stuttgart, Frei Otto also analyzed the chain model which Gaudi had made for his church of Colonia Güell in Barcelona.
- **Heinz Isler** developed thin concrete shells for a range of domed sports halls, often with large cut-outs.

3 Classification of dome systems

A possible way to classify domes is by beam pattern, the material arrangement, possibly including the name of the devisor or the system as a „label“.

A: domes with a continuous material arrangement; the shell

A.1.1	stone	domes; cemented
A.1.2	stone	domes; stacked
A.2	concrete	domes
A.3	metal	domes
A.4	plastic blister	domes

Concrete is of course cast and thus „fits“ automatically. For the other types, the arrangements as set out in category B below are used for cutting out the dome elements. Arrangement B.2.1 (§ 3.B) is used for cutting out the elements of „the football“.

B: domes with a discrete material arrangement; the net

B.1	radial oriented trusses {20}
B.2	geodesic domes
B.2.1	based on icosahedron arrangement {15ab}{21}
B.2.2	based on intersections of tilting planes and sphere surface {22}
B.3	lamella domes {23}
B.4	lattice domes {24}
B.5	Schwedler domes {25}
B.6	net shaped domes, i.e. B.1 with horizontal rings where the beam dimensions are equal to the centric ribs {08} {26}

Category B domes with discrete material arrangement can be subdivided further according to the way the beams and/or the roof skin are made:

Type (a): beams/skeleton arranged in a structure with one layer and single elements {07}{08}

- small spans
- beams with $h = b$ or round beams

Type (b): beams/skeleton arranged in a structure with double layer grid or composed elements {16}

- very large spans
- $h > b$ or composed

Type (c): beams/skeleton arranged in a structure with two layers, that work together with the skin. Prefabricated modular sheets, reinforced with steel struts. {18}

- spans of approx. 90 m

Type (d): skin elements, with three-dimensional shape, to increase local buckling stability. Aluminium sheet domes.

(compare to anti-prismatic folded shell roofs [02][03])

- small spans
- joints along the edges

In reality there are innumerable dome forms; here we shall focus henceforth exclusively on pure sphere segments.

4 Performance comparison of different systems

The performance of the above systems can be based on various quality characteristics:

- shaping
- design
- production energy
- assembly
- transport
- fire-resistant properties [10]
- strength
- rigidity

Comparing the performance of various systems on the last two characteristics, using the same quantity of material, produces interesting results [11]:

system	strength (%)	rigidity (%)
geodesic	100	100
lattice	50	54
laminated	70	100
schwedler	30	5

It is thus most definitely worth taking the extra trouble to determine an intelligent geometry. It is essential to avoid material concentrations at locations where there are low force concentrations. All efforts should be devoted in distributing the material as balanced as possible. A geodesic arrangement is the most appropriate for the aspects strength and rigidity. A geodesic arrangement also offers the best fire resistance, since this structure is multiple statically indeterminate and the structure as a whole is less liable to give way, even if part of it has been attacked by the fire.

5 Choosing timber for domes

When choosing materials for the other quality aspects, timber scores high on a number of points. Comparing elements

with equal strength, timber weighs the same as steel, but has a much bigger volume. This is a great advantage for beams under compression. Modern lamination techniques enable us to produce timber structural elements with constant quality and the correct shape for the above structures. Timber elements for geodesic domes are relatively short and light, which is an advantage for transport and assembly. Wood also has good insulating properties.

This enables to avoid cold bridges, if the details are designed carefully. In the right environment, wood requires little maintenance.

6 Geodesic domes

Theoretically, a geodesic line represents the shortest curve along a defined area, connecting two points. On the sphere, the geodesics are great circles. In this case the area consists of a sphere segment and, according to above definition, all systems listed under B would be geodesics. Obviously there is another accent that counts, whereby an arrangement is referred to as geodesic, if the geometry of the structure has a symmetrical relationship to the surface of the sphere or the centre point of the sphere. A good example is the projection of the 30 edges of an inscribed icosahedron on a sphere, using the centre of that sphere as the centre of the projection {27}. There is no simple figure which can be drawn in a flat plane and then projected to a sphere segment to create a geodesic geometry.

6.1 Geometry of arrangement B.2.2

Two types of geodesic arrangement have become popular: Arr. of polyhedric origin (B.2.1){28abc}

This arrangement is extremely popular for the design of domes which are high in relation to their diameter {16}. This arrangement is also more easily accessible mathematically than the following arrangement.

Arr. based on intersections of tilting planes and sphere surface (B.2.2){29ab}.

This arrangement will be discussed here.

The starting point is a horizontal flat plane through the centre point \bullet of the sphere. Three lines a-a, b-b and c-c are drawn on this plane passing through \bullet at an angle of 60° . Three vertical planes are tilted around these lines. In the vertical position they form intersection 1 and the first six beams of the arrangement. After tilting over angle α_1 , intersections 2-7 are formed as well as intersections 9, 11, 13, 15, 17 and 19. Angle α_2 is fixed, since the planes must pass through it in the following tilt. The starting angle α_1 determines, how fine the arrangement is and thus also the number of supports. Seen from above, the intersections are

located on ellipses. Because the intersections converge strongly in the lowest regions, this arrangement is not suitable for domes with $p=0.5D$ [29b]. The ratio $p=0.2D$ [30] is preferred. To obtain symmetrical joints at the foundation, the geodesic distribution is combined with polar oriented triangles at the base of the dome. Cutting through this geodesic arrangement with a horizontal flat plane at a higher level than O always leaves loose ends, because there are no intersections in a horizontal flat plane which could serve for the attachment points to the foundations or the intersections on the first ring. When a geometry with polar oriented triangles at the base of the dome is used, the number of points on the foundation is $6(n-1)$ where n is the number of levels [31 abcdef].

6.2 Calculation

Today, complex three-dimensional structures can be calculated on a good personal computer. Numerous programs with finite elements are available. It is important, that these programs are able to make second order calculations to determine the stability of the global structure. For domes, with an extremely fine arrangement, it might be necessary, to calculate with fixed connections, because the angle between beam and R is almost 90° [30]. In this case the structure is more sensitive to „snap-through“, or local failure of the structure.

The loads on the beams or intersections are calculated in relation to the surface area for which an intersection is responsible.

The wind load coefficients can be determined on base of Building Codes or several publications [4][13]. In the referred publications, external wind pressure coefficients on various dome shapes are pictured in isobar plots, where points with equal external wind pressure coefficients are connected with lines, called isobars [32abcd]. These pictures change under influence of the relation between diameter D and height p . The wind forces can be determined with these coefficients. For big domes it might be necessary to investigate the influence of wind by executing wind tunnel tests on scale models. Certainly, when there are buildings in close range, which might influence this behaviour.

The load combinations are important.

- Since geodesic domes are very light and the sum of the vertical component of the wind load is directed upwards, tensile forces can be generated in the beams and „tensile“ rings.
- Since asymmetric snow loads could influence the forces, this combination must also be taken into account. „The collapse of an exhibition centre hall in Bucharest, Romania in 1963 was caused „by extremely heavy snow loading and especially, its unsymmetrical distribution“ [06, Makowski]. For the same reason two aluminium domes covering water tanks collapsed in Bradford, England in 1967 and two steel braced domes of a cultural centre in Chorzow, Poland in 1968.

When calculating the global behaviour of the dome structure, no influence of the skin is taken into account.

The skin can have an important local task to support the main beams over the thinner side, when the beams have no square shape.

In most cases deformations in a geodesic structure are very small, because they are caused by the longitudinal deformation of the beams, both elastic and plastic. A second-order calculation of a geodesic dome with wooden beams also shows that the forces do not essentially change, due to these small deformations, even in combinations with load cases, which simulate the creep behaviour of wood. In other structures or other materials, second-order effects can be a major influence.

The second-order behaviour proves not to be entirely linear [06].

It is important when designing a foundation to take the statically indeterminate nature of the dome structure into account. If any significant settlement is expected, it is necessary to carry out the required calculations with imposed movements as a permanent load.

6.3 Roof structure

The main structure is designed with laminated beams. These may be either curved in the sphere radius or straight. Their dimension can be round, square or rectangular.

When the main beams are curved, the roof purlins will also be curved and the dome will have a pure round appearance. Of course this shape requires sheeting, which can be bended, like boards. Because they cover a bended surface, these boards will also be bended in their own plane.

When the main beams are straight, the purlins are also straight and the surface of the dome is covered with triangular planes.

These elements can be covered with any flat material, like boarding, plywood, chipboard, sandwich-elements, structural synthetics, glass or metal. In general, this plane is used as a structural element to support the main beams over their thinner side. This is something which requires attention when using non-structural glass or other non-structural materials.

The composition of the sheeting should be able to prevent condensation.

6.4 Engineering details

The connection of the dome to the supports should be executed very accurate, given the statically indeterminate nature of the structure. We have developed a steel base connector for this purpose, which is adjustable in the direction of the six degrees of freedom. These base connectors are set extremely accurately before assembly and then embedded in concrete. If this action is executed well, the rest of the dome will fit.

For the connection of the main beams we have developed a steel field connector for which a patent has been obtained {33}. It is designed to take compression, tensile, bending and shear forces.

Because of the large number needed, these connectors should be designed in a way, that industrial fabrication is possible, in order not to cancel out the financial advantages of the intelligent geometry and the light timber structure.

6.5 Production

The elements for larger timber domes are made of laminated timber. Nowadays we are able to span more than 350 m. Most important aspect in the production of the elements is high accuracy to ensure a good fit in a statically undetermined system. The dimensions of main beams and purlins can therefore best be designed by computer (CAD). Modern laminating factories, which are provided with robots, can finish the elements with the sufficient accuracy (CAM). All necessary finishing is realised in the factory to keep the building time on site short. Because of the relative light elements, the transport is also efficient.

6.6 Assembly

The assembly of timber domes can be realized without supporting facilities or scaffolding. For that reason the connection to the foundation and the design of the field connector must deal with the forces, which are acting during assembly. For this

reason special load combinations are used to predict the forces and realise a safe assembly. Hereby the load case wind is important to observe.

One way to start an assembly is to begin at the foundation with the placing a triangle of two beams {34}. This situation will strain the connection at the supports the most. Careful calculation of this moment is essential. Next action is placing a second triangle and a horizontal intersecting beam {35}. This is already a stable situation, since the five intersections do not lie in one plane. Once the first ring is complete, it can be used as a base, to build the next ring {36}. Before finishing the total dome, it might be necessary to realise the roof sheeting in some triangles, to prevent buckling in some main beams, as discussed in 6.2. This should be checked in advance by adequate calculation.

6.7 Several realised geodesic dome systems

The biggest laminated geodesic timber dome was designed and realised in 1983 by Western Wood Structures in Tacoma, Washington, USA. [06][07]. With its diameter of 162 m and rise of 45 m it was designed for a 2 m snow load {37}{38}.

In Oulu, Finland, a dome is realised with a free span of 115 m. The material used was LVL.

Also Christoph Häring designed a laminated geodesic timber dome system, called the „Ensphere Concept“. Häring realised several geodesic dome projects.

6.8 Projects realised by ABL (Lüning structural engineers)

The structures of the following projects were designed by our company:

<u>Subtropical swimming pool, Nes, Ameland (NL)</u>	2 geodomes	1985 {39}
D = 41,00 m p = 8,00 m		
<u>Planetarium Zoo Artis, Amsterdam (NL)</u>	1 geodome	1987 {40}
D = 25,00 m p = 10,15 m		
<u>Mosque, Eindhoven (NL)</u>		1987 {41}
D = 11,00 m p = 4,00 m	1 geodome	
D = 3,30 m p = 1,25 m	6 geodomes	
<u>Sewer waste water treatment plant, Goes (NL)</u>	3 geodomes	1988
D = 47,26 m p = 7,25 m		
<u>Sewer waste water treatment plant, Bargeres (NL)</u>	1 geodome	1988
D = 47,26 m p = 7,25 m		
<u>Hanging playground Zoo Amersfoort (NL)</u>	1 geodome	1991 {42}
D = 40,00 m p = 8,00 m		

<u>Indoor Sports Centre, Eindhoven (NL)</u> D = 79,00 m p = 15,00m L = 119,00 m	1 geodome	1992 {43}
<u>Mosque, Nijverdal (NL)</u> D = 10,00 m p = 4,50 m	1 geodome	1994
<u>Nocturama, Marin (CH)</u> D = 38,00 m p = 7,60 m	1 geodome	1995
<u>Hanging playground, Nuth (NL)</u> D = 15,00 m p = 7,50 m	1 geodome	1998
<u>Tropical garden Papiliorama, Marin, (CH)</u> D = 43,16 m p = 13,00 m	1 geodome	1999 {44}
<u>Hanging playground, Mol (B)</u> D = 15,00 m p = 7,50 m	1 geodome	2000
<u>Hanging playground, Bristol (GB)</u> D = 25,00 m p = 12,50 m	1 geodome	2001 {45}
<u>Hanging playground, Opende (NL)</u> D = 15,00 m p = 7,50 m	1 geodome	2001
<u>Jungle Dome Monde Sauvage, Remouchamps (B)</u> D = 40,00 m p = 5,50 m	1 geodome	2006 {46}
<u>Dino Dome Zoo Kerkrade (NL)</u> D = 56,00 m p = 13,65 m	1 geodome	2008 {47}

6.9 Bibliography

- [01] Great Architecture of the World; edited by J.J.Norwich.
London, Mitchell Beazley Publishers Ltd., 1975
- [02] Huybers, P.
See-through structuring
Delft, Delft University of Technology, 1972
- [03] Huybers, P.
Polyëdrisch bouwen
PT Bouwtechniek 37 (1982) nr.3, p.21–25
- [04] Huybers, P.
Radarkoepel te bouwen bij Katwijk
Plastica 22 (1969) nr.7, p.302–304
- [05] Oosterhoff, J.
Draagconstructies van gebouwen; plaatachtige
ruimtevakwerken
Delft, TH Delft, 1975
- [06] Makowski, Z.S.
Braced Domes
Proceedings : Konstruktief vormgeven met ruimtevak-
werken
Delft, TH Delft/Sectie bouwkunde/PATO, 20 March 1985,
nr. 85-4-7-36
- [07] Turner, M. R.
Timber Dome for Multipurpose Facility, Flagstaff,
Arizona (USA)
IABSE STRUCTURES C-6/78 (1978) p. 10-11
- [08] Rossman, W. E.
Netzschaalen aus Holz für grosse Spannweiten
Schweizer Ingenieur und Architect 25 (1983) p. 696–699
- [09] Chritchlow, K.
Order in Space
London, Thames and Hudson, 1969
- [10] Jorissen, A.J.M.
Wooden Domes
In: Industrial processes/Building and civil engineering/
Timber structures; ed. by H. J. Larsen, J. Kuipers and
J. Ehrentreich
Luxembourg, Commission of the European Commu-
nities 1989.
p.196–214, 325–327
- [11] Gielgens, F.
Ontwerp en ontwikkeling van temcor-koepels, lecture
- [12] Gossel, P., and G. Leuthäuser
Architectuur van de 20e eeuw
Keulen, Taschen/Libero, 1991
- [13] Newberry, C. W. and K. J. Eaton
Wind loading handbook
Department of Environment, 1974
Building Research Establishment Report
- [14] Maher, F. J.
Wind loads on basic dome shapes
Journal of the Structural Division, ST3, Proc.
American Society of Civil Engineers (1965) p. 219–228
- [15] Shelter
Bolinas (California), Shelter Publications, 1973

References:

- [00] number in bibliography
{00} illustration number

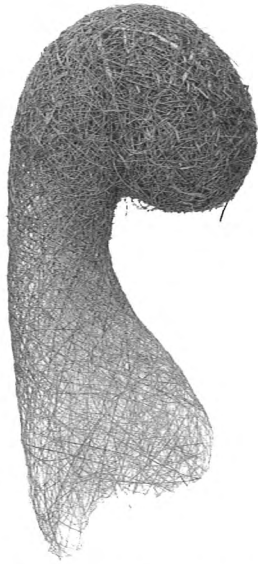


Fig 01 Nest of the weaverbird



Fig 02 Nest of the long tailed tit



Fig 03 Nest of the squirrel

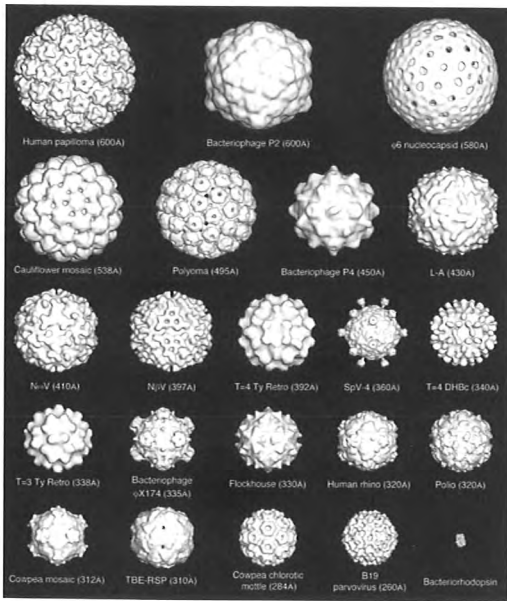


Fig 04 Virus in Icosahedral shapes



Fig 05 Palace of Ctesiphon near the Tigris in Iraq

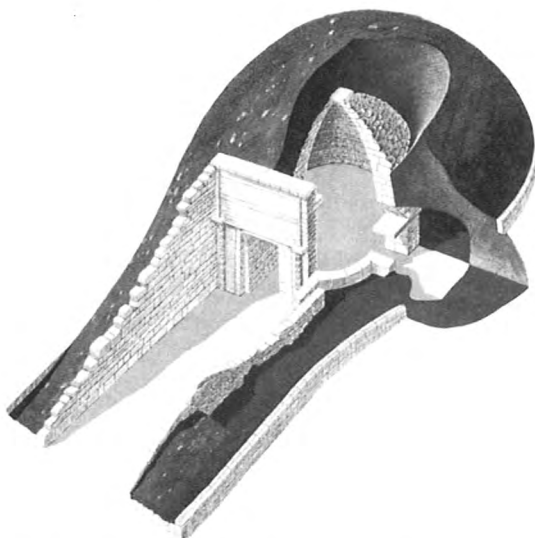


Fig 06 Treasury of Atreus Mycenae, Greece



Fig 07 Masai structure of branches, Tanzania

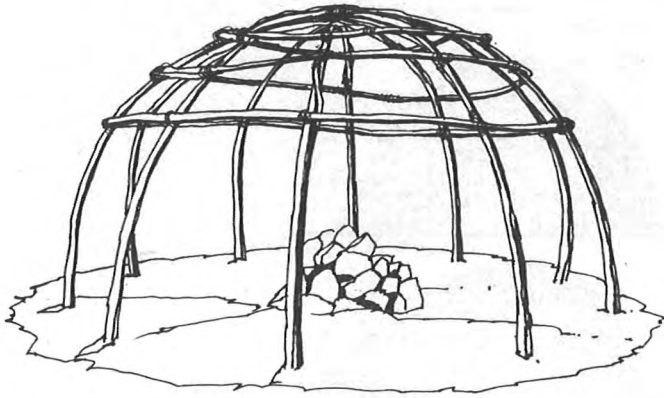


Fig 08 Peyote Indian sweat lodge



Fig 09 Tuareg tent skeleton

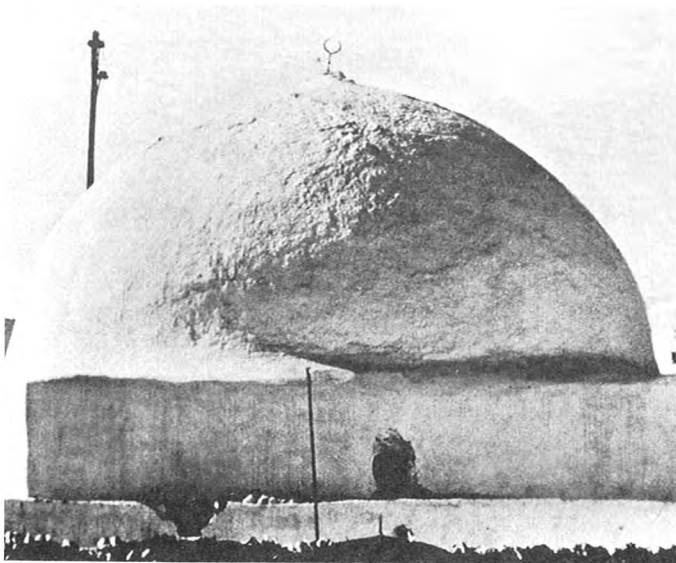


Fig 10 Mosque Morocco, cemented bricks

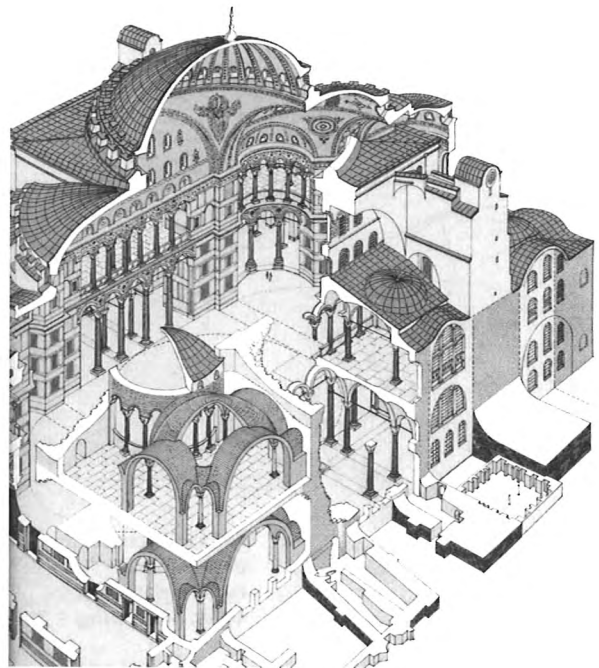


Fig 11 Hagia Sophia, Istanbul

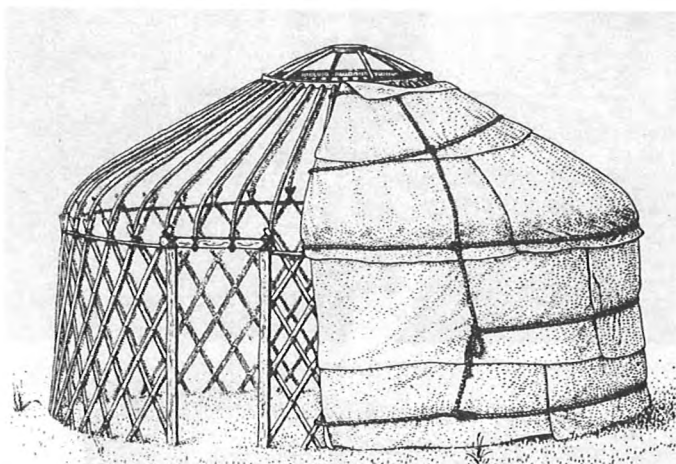


Fig 12 Mongolian Yurt

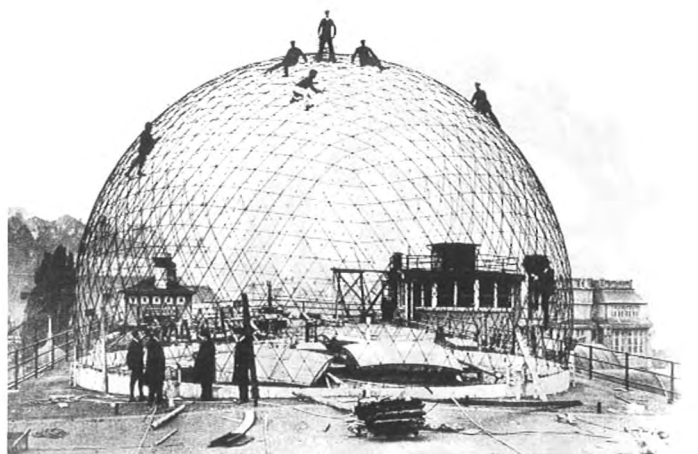


Fig 13 Geodesic structure for Carl Zeiss Jena by Walter Bauersfeld



Fig 14 Richard Buckminster Fuller on an US Postage stamp

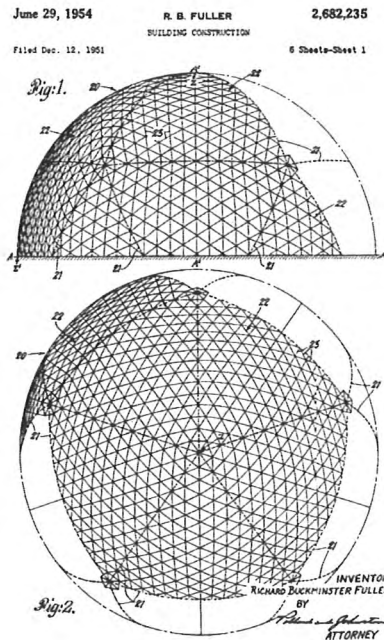


Fig 15a Richard Buckminster Fuller's patent of 1954, describing the geometry of geodesic dome, based on the icosaheder

Aug. 3, 1965 R. B. FULLER 3,197,927
 GEODESIC STRUCTURES
 Filed Dec. 19, 1961 6 Sheets-Sheet 1

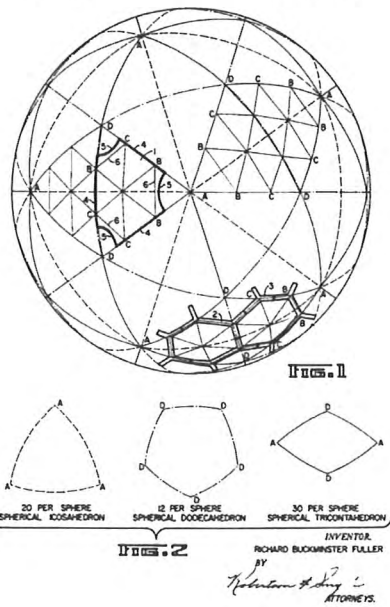


Fig 15b Richard Buckminster Fuller's patent of 1956, describing the geometry of geodesic dome, several variations



Fig 16 USA Pavilion Expo 1967 Montreal, geodesic icosahedron



Fig 18a and 18b Richard Buckminster Fuller in front of a Richter Temcordome

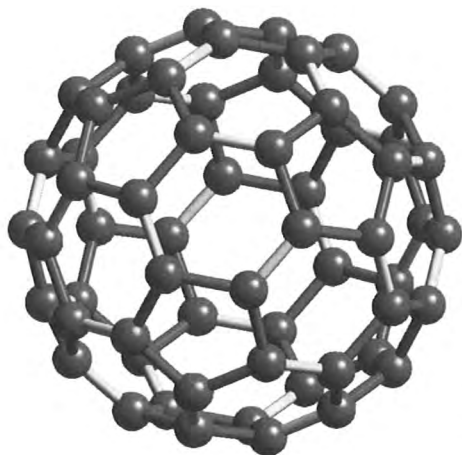


Fig 17 Icosahedron C60 called Buckminsterfullerene



Fig 19 Nervi in front of the concrete Sports palace in Rome

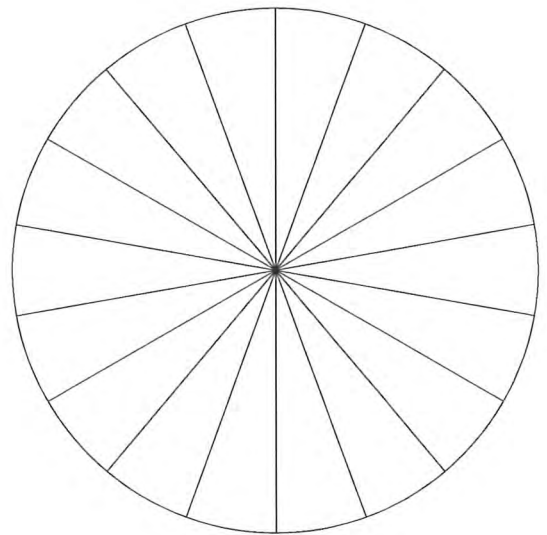


Fig 20 Dome with radial trusses

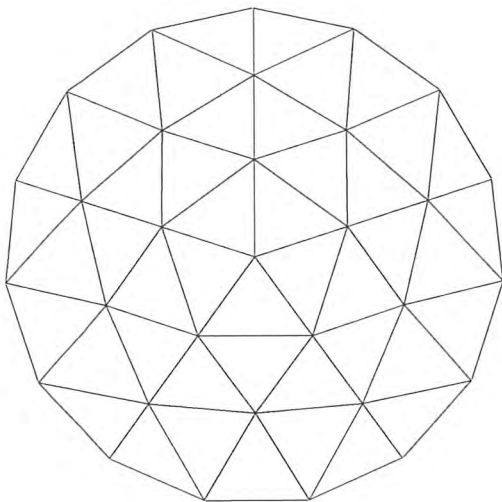


Fig 21 Geodesic dome based on icosahedron arrangement

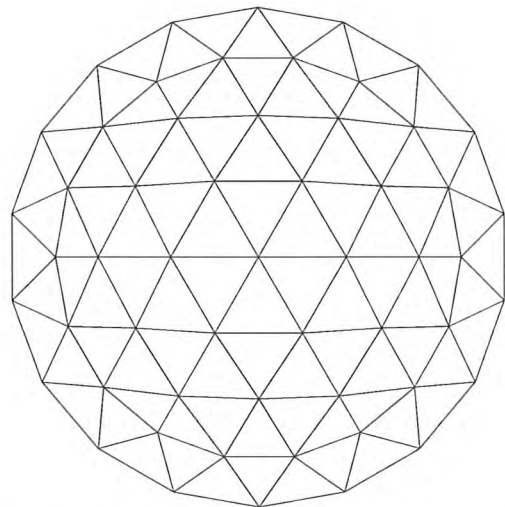


Fig 22 Geodesic dome based on arrangement with tilting planes

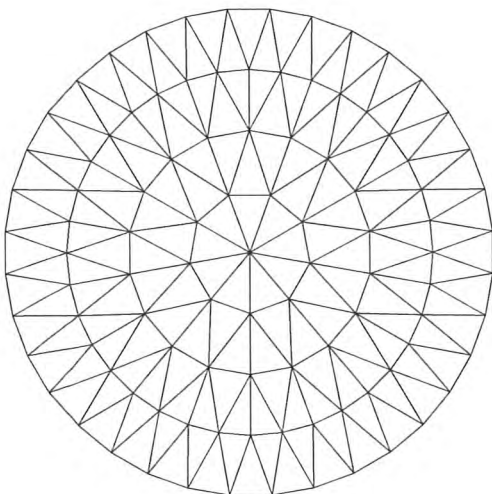


Fig 23 Lamella dome

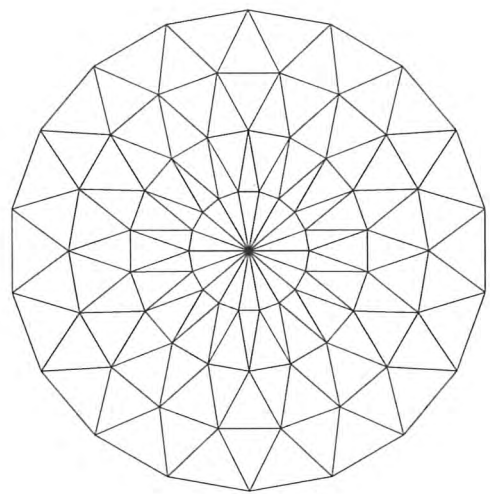


Fig 24 Lattice dome

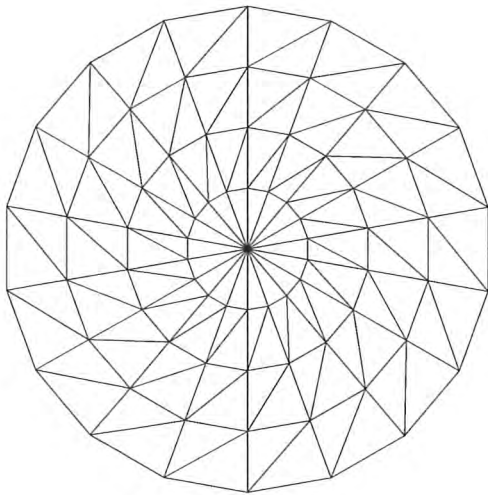


Fig 25 Schwedler dome

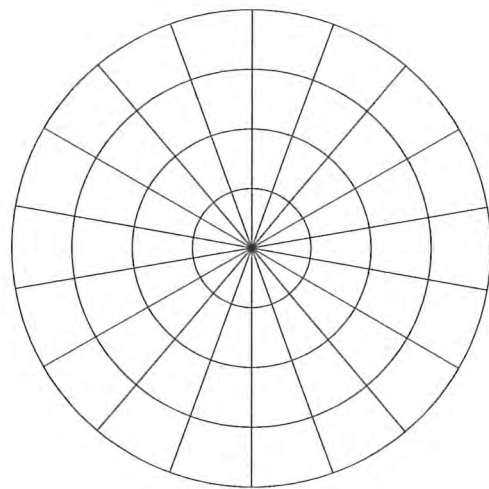


Fig 26 Net shaped dome

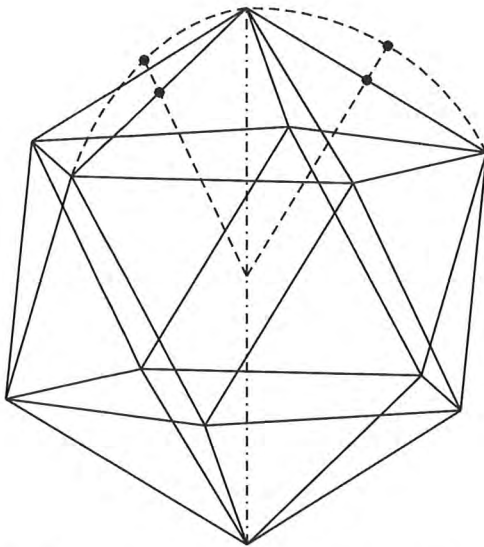


Fig 27 Projection of icosahedron rib on a sphere

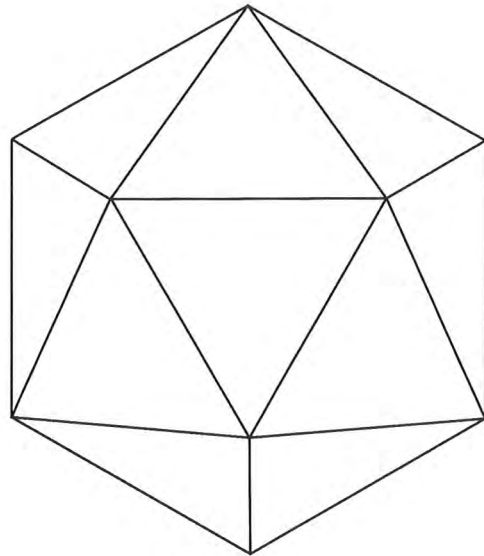


Fig 28a Icosahedron

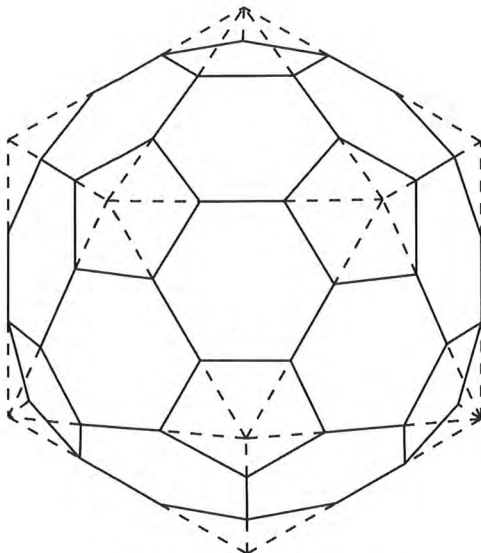


Fig 28b Truncated icosahedron

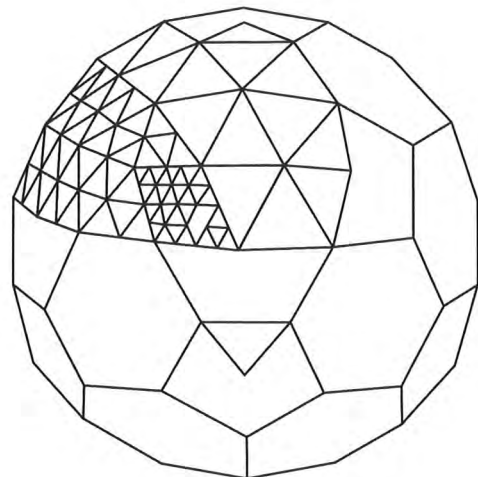


Fig 28c Several subdivisions of a truncated icosahedron

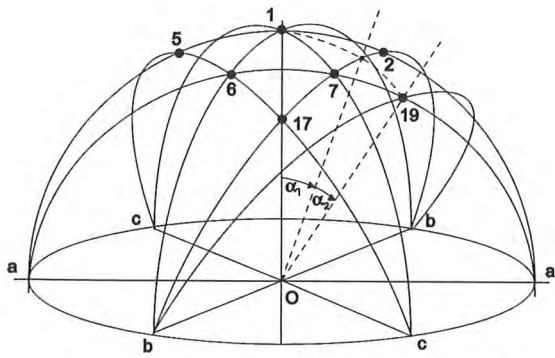


Fig 29a Intersection of tilting planes and the sphere results in semi circles

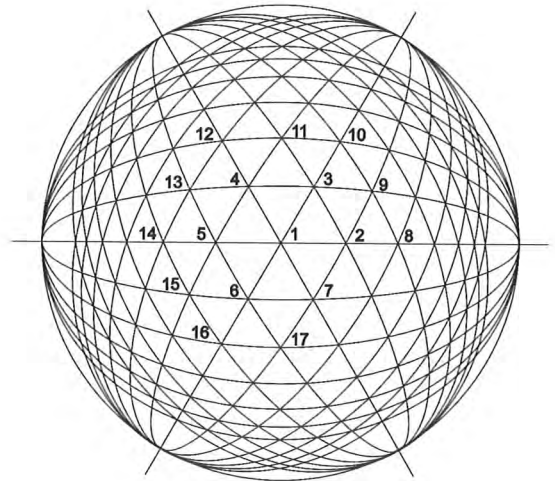


Fig 29b Intersection of tilting planes: top view. Only the middle is suitable to use in a geodesic geometry

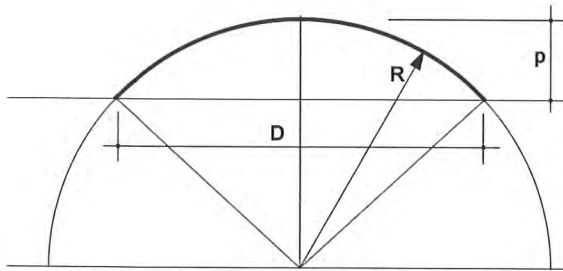


Fig 30 Ratio $p = 0,2$, D is preferred. Higher ratios can be realised with icosahedron distribution

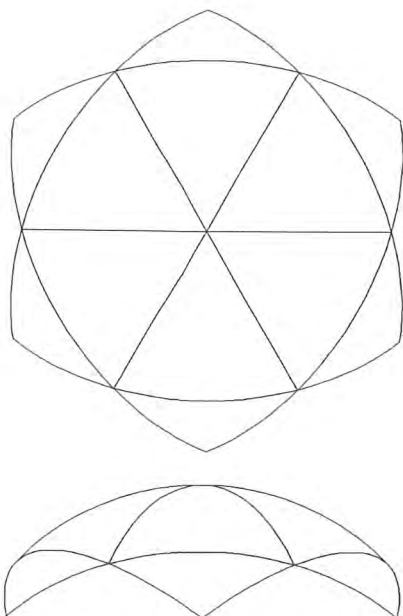


Fig 31a Geodesic dome with 6 supports

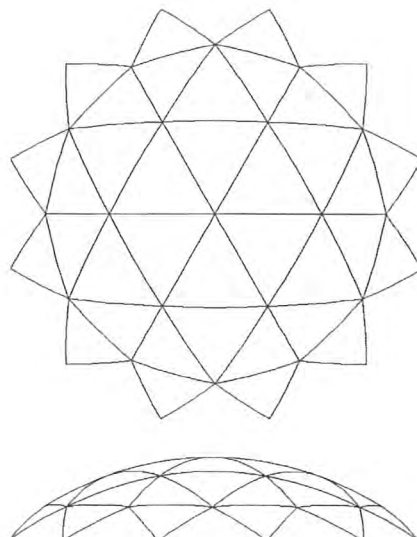


Fig 31b Geodesic dome with 12 supports

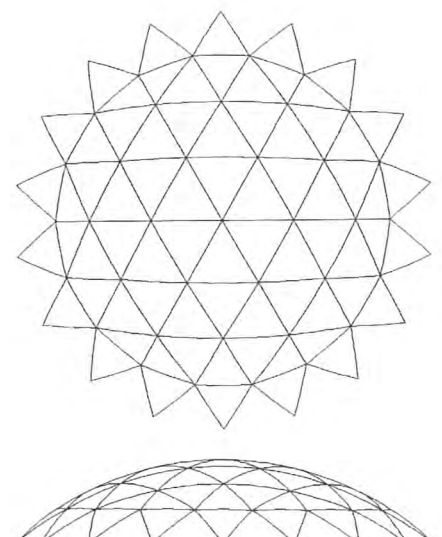


Fig 31c Geodesic dome with 18 supports

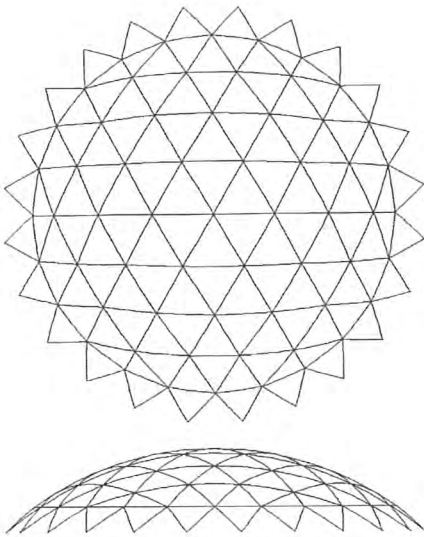


Fig 31d Geodesic dome with 24 supports

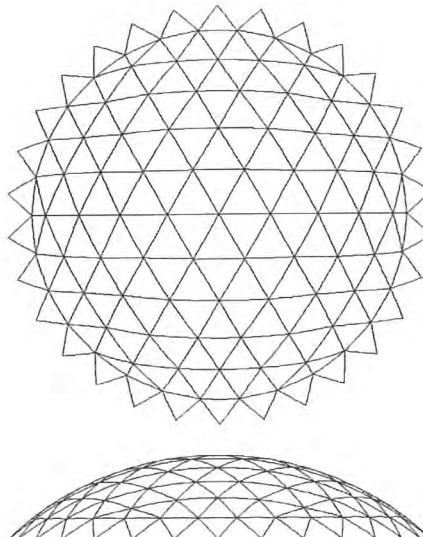


Fig 31e Geodesic dome with 30 supports

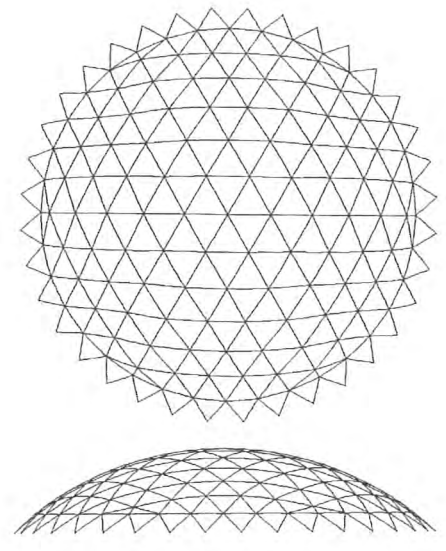


Fig 31f Geodesic dome with 36 supports

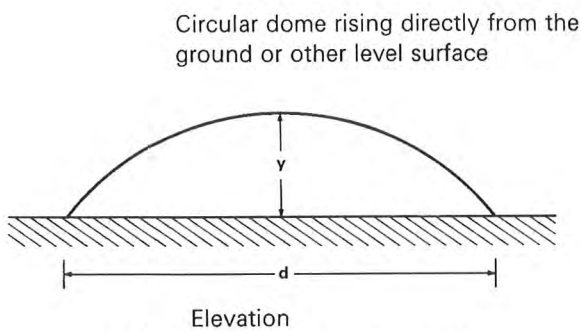
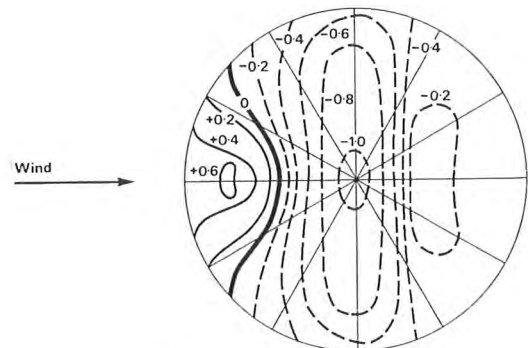


Fig 32a Wind loading handbook [13] geometrie



Plan view: pressure coefficients for $y/d = \frac{1}{2}$ (hemisphere)

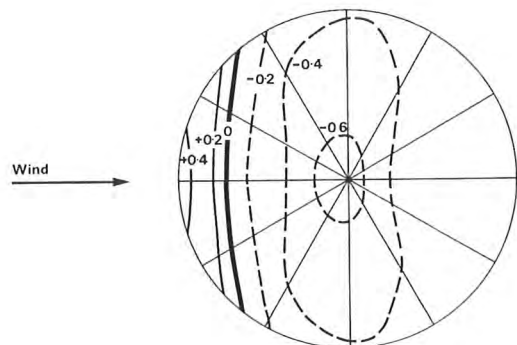
Fig 32c Wind loading handbook [13] isobars by Ratio $y/d = 0,50$

Table 11:7 Limiting values of C_{pe} and values of C_L for domes rising directly from the ground

Ratio y/d	Maximum positive C_p	Maximum C_p at centre	C_L
$\frac{1}{15}$	+0.1	-0.3	0.15
$\frac{1}{10}$	+0.2	-0.3	0.2
$\frac{1}{8}$	+0.2	-0.4	0.2
$\frac{1}{6}$	+0.3	-0.5	0.3
$\frac{1}{4}$	+0.4	-0.6	0.3
$\frac{1}{2}$	+0.6	-1.0	0.5

NB All forces calculated from pressure coefficients should be assumed to act normal to the face.

Fig 32b Wind loading handbook [13] influence of Ratio y/d



Plan view: pressure coefficients for $y/d = \frac{1}{4}$

Fig 32d Wind loading handbook [13] isobars by Ratio $y/d = 0,25$

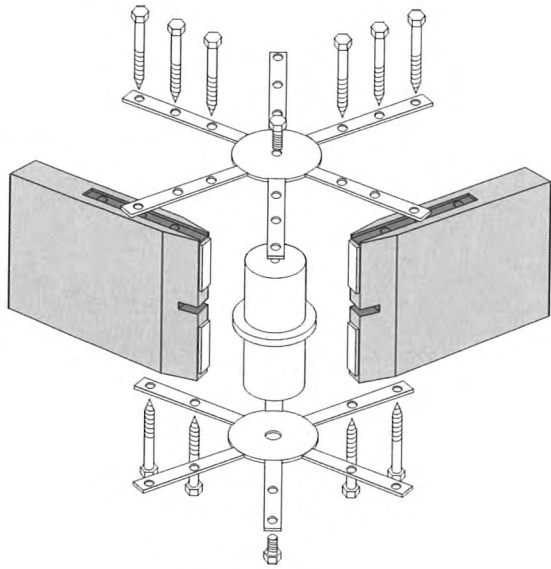


Fig 33 ABL Field connector

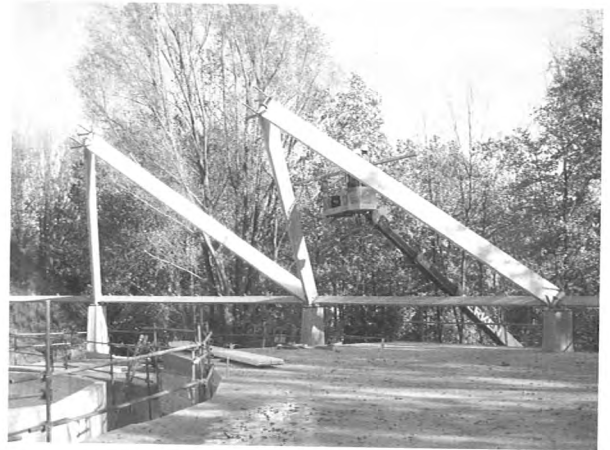


Fig 34 Two triangles of two beams, ready to be connected at the top



Fig 35 Two triangles of two beams, connected at the top. This is already a stable three-dimensional situation.



Fig 36 Each level of beams serves as a base for the next level



Fig 37 Tacoma Dome, near Seattle, Washington, USA



Fig 38 Tacoma Dome, impressive interior



Fig 39 Swimming pool, Nes, Ameland, NL

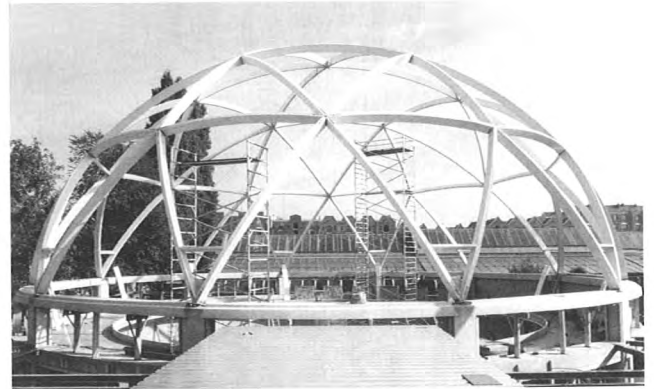


Fig 40 Planetarium Zoo Artis, Amsterdam, NL

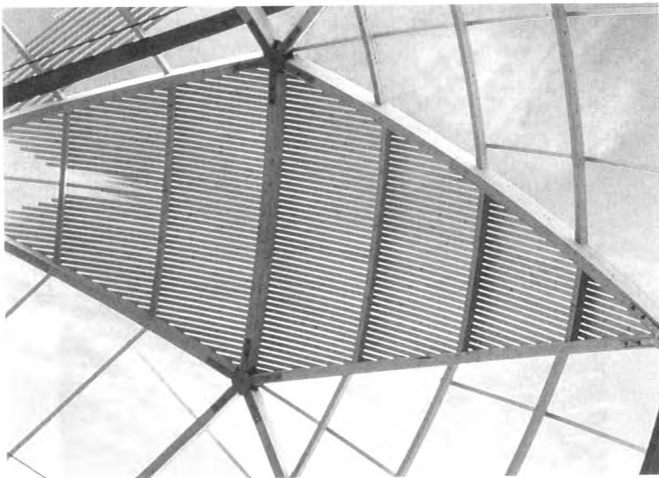


Fig 41 Mosque, Eindhoven, NL

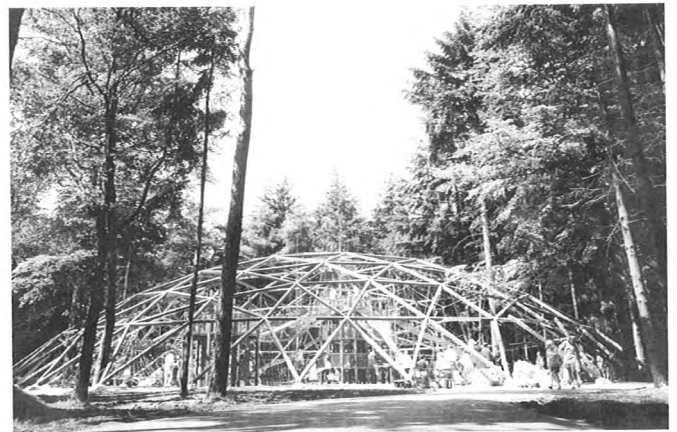


Fig 42 Hanging playground Zoo Amersfoort, NL

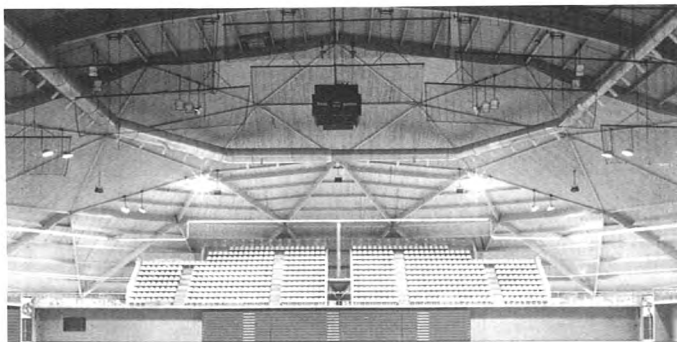


Fig 43 Indoor Sports Centre, Eindhoven, NL



Fig 44 Tropical garden Papillorama, Marin, CH

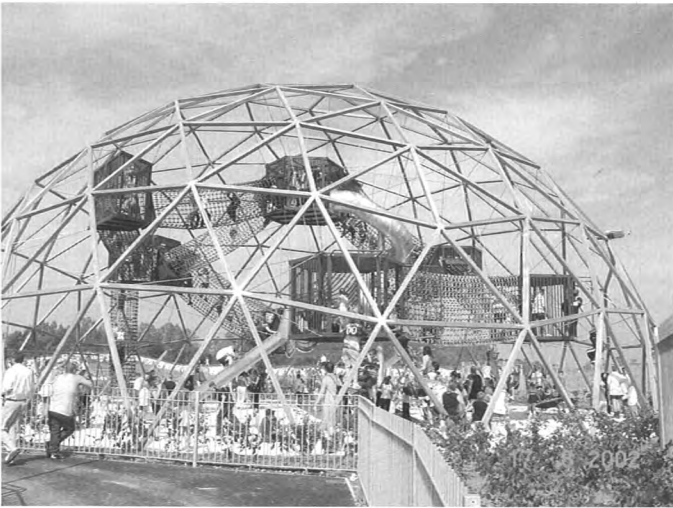


Fig 45 Play Dome Hengrove Park, Bristol, GB



Fig 46 Jungle Dome Monde Sauvage, Remouchamps, BE



Fig 47 DinoDome ZooGaipark, Kerkrade, NL

Dipl. Ing. (FH) Peter Gröber



Holzbau Gröber GmbH
Biberacher Str. 19
88436 Füramoos
Tel. +49 (0)7358 960-18
Fax +49 (0)7358 960-918
E-Mail : peter.groeber@groeber.de

1964 geboren in Ochsenhausen
1980 – 1982 Zimmerlehre
1984 – 1989 Studium Bauing. an der FH Biberach,
begleitend Ausbildung zum Schweißfaching. an der FH Ulm
Seit 1990 bei Fa. Holzbau Gröber
Seit 1992 Geschäftsführender Gesellschafter

Mitglied des technischen Beirats der Studiengemeinschaft Holzleimbau e. V.

Co-Autoren dieses Beitrags:
Prof. Dr.-Ing. Leander Bathon
Dipl.-Ing. Rainer Bahmer
Dipl.-Ing. Oliver Bletz

„Leichte Decke für schwere Jungs“ – Hochgehängte Holz-Beton-Verbund-Decken

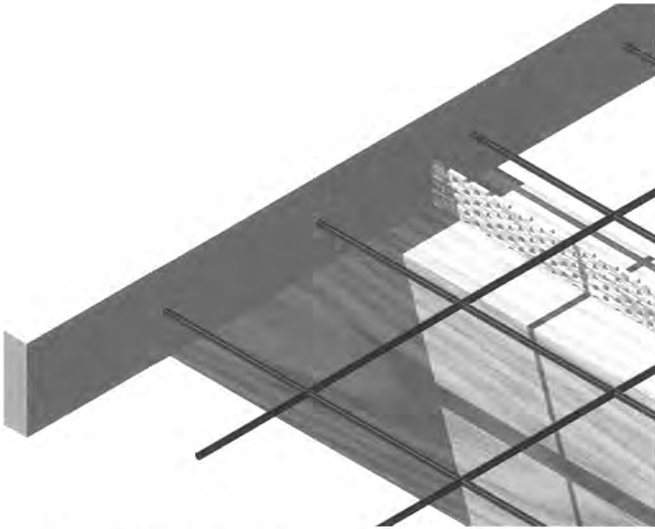


Bild 1: Holz-Beton-Verbund-Konstruktion, bestehend aus Holzbalken und oben liegender schubfest verbundener, konstruktiv bewehrter Betonplatte. Als Verbindungsmittel werden in den Holzquerschnitt eingeklebte Streckmetalle (HBV-Schubverbinder) gemäß allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung Z-9.1-557 verwendet.

Einleitung

Anlass zu diesem Beitrag gab ein etwas ungewöhnliches Bauprojekt: Die Domäne Bettenreute gehört seit 1972 zur JVA Ravensburg. Heute bietet Bettenreute Platz für 44 Strafgefangene, von denen circa 25 bis 30 in der Land- und Hauswirtschaft sowie der Gärtnerei beschäftigt sind.

1999 brannte der zweigeschossige Schweinestall der Domäne ab. Der Wiederaufbau stockte vor allem wegen des schwierigen Baugrunds und der Kosten. Auf Initiative des Leiters der JVA Herr Bogner wurde im Jahr 2008 die Planung für eine Arbeitshalle in Angriff genommen. So schrieb die Baden-Württembergische Vermögensverwaltung im März 2008 den Neubau einer Arbeitshalle aus. Diese war als kombinierter Massivbau/Stahlbau vorgesehen, aber funktional ausgeschrieben. Der örtliche Bauunternehmer mit Zimmerei Geschwister Schnetz-GmbH Baugeschäft und Zimmerei aus Fronreute-Fronhofen, nur wenige Meter von der Baustelle angesiedelt, bot in Zusammenarbeit mit Holzbau Gröber GmbH, Füramoos, Alternativen unter Nutzung des Holzbaus an – und hat die staatliche Ausschreibung gewonnen. Die hier gebaute Alternative einer 13,5 m weit frei

spannenden Holz-Beton-Verbund-Decke mit einer charakteristischen Verkehrslast von 6 kN/m^2 wird zum Ende des Beitrags näher betrachtet.

Zunächst wird auf die Holz-Beton-Verbund-Bauweisen allgemein eingegangen, um dann anhand der konkret gebauten Lösung einige Besonderheiten zu erläutern, die auch auf andere Bauaufgaben übertragbar sind.

Anwendungsgebiete und Ausführungsvarianten im Holz-Beton-Verbundbau

Die Holz-Beton-Verbund-Bauweise wurde ursprünglich entwickelt, um bei bestehenden Holzbalkendecken durch Aufbringen einer schubfest mit der Holzkonstruktion verbundenen Ortbetonschicht eine Erhöhung der Tragfähigkeit sowie eine Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit zu erreichen (Bild 2). Für dieses Anwendungsgebiet der Ertüchtigung von Holzbalkendecken wurden seit den 1990er Jahren einige Verbindungsmittel entwickelt, die bis heute erfolgreich eingesetzt werden, insbesondere diverse Verbundschrauben. In der Baupraxis stellte sich heraus, dass Deckenkonstruktionen in Holz-Beton-Verbund-Bauweise über zahlreiche Vorteile gegenüber herkömmlichen Konstruktionen in Holz- oder Stahlbetonbauweise verfügen. Im Einzelnen liegen folgende Eigenschaften vor:

- optimales Ausnutzen der spezifischen Werkstoffeigenschaften (Holz: Zugkräfte, Beton: Druckkräfte, Verbindungsmittel: Scherkräfte),
- hohe Tragfähigkeit und Biegesteifigkeit der Decke,
- geringe Deckenverformungen infolge hoher Biegesteifigkeit und gleichzeitig geringer Eigenlast,
- hervorragende Bauphysik der Decke in Bezug auf Schwingungsverhalten, Brandschutz, Rauchdichtigkeit, Luftschall- und Trittschallschutz,
- hohe Systemsteifigkeit und -festigkeit durch in die Deckenkonstruktion integrierten Beton,
- aussteifende Wirkung durch Betonplatte (Scheibenwirkung),
- wirtschaftlichere Systemansätze im Vergleich zu Deckensystemen aus Stahlbeton oder reinen Holzdecken bei vergleichbarem Ausführungsniveau (in der Regel fertige Unteransicht der Decke),



Bild 2: Holz-Beton-Verbund-Decke im Altbau – Ertüchtigung von bestehenden Holzbalkendecken zu Holz-Beton-Verbund-Decken. Nachbehandlung des Betons durch flächiges Abdecken mit einer Folie. Foto: Bletz



Bild 3: Holz-Beton-Verbund-Decke im Neubau – Untersicht der Balkendecke mit sichtbarer Brettverschalung zwischen den Brettschichtholzbalcken. Foto: Bahmer

- Ausführungsvarianten mit sehr hohem Vorfertigungsgrad der Deckenelemente möglich,
- kurze Bauzeiten, da Rohbau der Decke = Ausbau der Decke,
- freie Raumgestaltung durch freie Deckenspannweiten bis 15 m und mehr,
- Sicherheit im Bruchzustand durch duktile Verbindung zwischen Holz und Beton,
- Vielseitigkeit bei statischen Systemansätzen (Einfeldsysteme, Mehrfeldsysteme, Kragarmsysteme),
- Deckenansichten mit natürlicher Ästhetik und Gestaltungsvielfalt des Rohstoffs Holz,

- geringeres Eigengewicht der Holz-Beton-Verbund-Decke im Vergleich zu massiven Stahlbetondecken.
- geringere Wärmebrückenwirkung

Aufgrund dieser positiven Eigenschaften lag es nahe, die Anwendung der Holz-Beton-Verbund-Bauweise auch beim Neubau von Geschossdecken voranzutreiben. Die Bilder 3 bis 5 zeigen Anwendungsbeispiele für heutige Deckenneubauten in Holz-Beton-Verbund-Bauweise. In Abhängigkeit von den baulichen Randbedingungen sowie den Ansprüchen der Planer können sowohl Balkendecken als auch Flachdecken er-



Bild 4: Holz-Beton-Verbund-Decke beim Neubau eines Event- und Ausstellungszentrums – Vorgefertigte Holz-Beton-Verbund-Decken bestehend aus Holzrippen und Betonplatte. Auflagerung der einzelnen Holz-Beton-Verbund-Deckenelemente auf den Stahlträgern über die obere liegende Betonplatte. Unterseitige Verkleidung der HBV-Decke im weiteren Bauablauf mittels einer abgehängten Unterdecke. Foto: Bletz

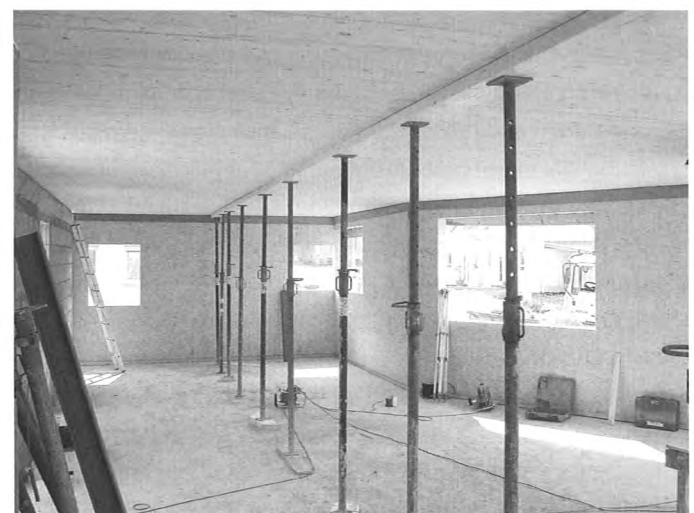


Bild 5: Holz-Beton-Verbund-Decke im Neubau – Untersicht einer Flachdecke aus flachliegenden Brettschichtholzelementen. Unterstützung der Decke während des Betoniervorgangs. Foto: Bletz

stellt werden. Die Verbundvarianten sind von [Rautenstrauch] in diesem Tagungsband (siehe Seite 32 - 45) bezüglich ihrer wesentlichen technischen Eigenschaften betrachtet und es wird darauf verwiesen.

HBV-TT®-Decke

Neben den bereits weitgehend etablierten Ausführungsvarianten von Holz-Beton-Verbund-Decken (i.d.R. Holzvorfertigung mit anschließender Ortbetonierung oder Holzvorfertigung inklusive Betonieren im Werk) wird derzeit eine Ausführungsvariante weiterentwickelt, bei der sowohl Holzhersteller als auch Betonfertigteilerwerke ihr technisches Wissen mit einbringen. Das von der Firma Holzbau Gröber GmbH entwickelte HBV-TT®-Deckensystem verwendet im Holzleimbauwerk vorgefertigte Brettschichtholzträger sowie industriell hergestellte Stahlbetonfertigteile (Filigranplatten). Folgender Herstellungs- und Bauablauf liegt vor:

- Der komplette Abbund der Brettschichtholzträger erfolgt im Werk des Holzbauunternehmens. Dort werden auch die erforderlichen Arbeiten zum Einbringen der HBV-Schubverbinder durchgeführt (Schlitzen der Holzträger, Einbringen des Klebstoffs und Einsetzen der HBV-Schubverbinder).
- Lieferung der vorgefertigten Holzträger auf die Baustelle, wo sie in die vorgesehenen Positionen eingehoben werden.
- Anschließend werden quer zur Spannrichtung der Hauptträger Filigranplattenelemente auf die Ränder der Holzträger aufgesetzt.
- Auf die Filigranplattenelemente wird oberseitig eine Mattenbewehrung aus Stahl verlegt.
- In einem letzten Arbeitsgang wird die Betonplatte gegossen.

Der wesentliche Vorteil dieses Konstruktionsansatzes liegt darin, dass sowohl Holzbauer als auch Betonbauer ihr werkstoffspezifisches Know-how mit in das Produkt Holz-Beton-Verbund-Decke einbringen können. Somit sind sowohl Holzproduzent als auch Betonhersteller an der Wertschöpfung eines technisch und zugleich durch die Vorfertigung wirtschaftlich überzeugenden Bauproduktes beteiligt.

Auflagerung von Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen

Bei weit gespannten oder hoch belasteten Tragsystemen im Gewerbebau treten oftmals hohe Auflagerreaktionen auf, die der „herkömmliche“ Holzbau in der Regel über Querschnittsvergrößerungen, zum Beispiel in Form seitlich aufgebrachter Laschen, abträgt. Grund für diese zusätzlichen Maßnahmen sind die relativ geringen Spannungen, die quer zum Faserverlauf beanspruchtes Holz aufnehmen kann. Diese Problematik trifft besonders auf Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen zu,

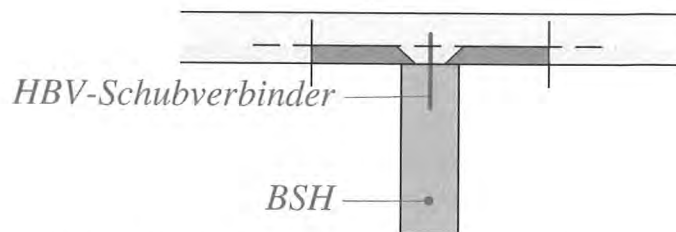


Bild 6: Schnitt einer HBV-TT-Deckenkonstruktion, bestehend aus in der Zugzone angeordnetem Brettschichtholzträger mit zur Schubübertragung angeordneten HBV-Schubverbindern sowie in der Druckzone liegendem Beton (seitlich auf den Träger aufgesetzte Filigranelemente mit zusätzlicher Mattenbewehrung und oberseitigem Aufbeton).

weil sie gegenüber reinen Holzkonstruktionen eine höhere Eigenlast haben. An der MPA Wiesbaden hat man sich dieser Thematik angenommen und seit 2005 zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Bild 7 zeigt exemplarisch einen im Rahmen dieser Untersuchungen verwendeten Prüfkörper (HBV-Plattenbalken; Holzbalken BS 11 – $b \times h = 8 \times 18 \text{ cm}^2$; Betonplatte C20/25 – $b \times h = 40 \times 8 \text{ cm}^2$), der als Einfeldträger getestet wurde (die Spannweite des Trägers betrug 138 cm) und bei dem in einem Abstand von 38 cm zum Auflager über eine hydraulische Presse eine Einzelast aufgebracht wurde.

In mehreren Versuchsreihen wurden im Bereich der Auflager verschiedene Varianten der Querkraftweiterleitung vom Holz in den Beton untersucht. Eingesetzt wurden als Verbindungsmittel unter anderem Streckmetalle und Lochbleche, die oberseitig ins Holz eingeklebt wurden und in den Betonquerschnitt hineinragten. Über zusätzliche Stab- und Schlaufenbewehrung wurde die Kraft in die Betonplatte zurückverankert.

Aus den Versuchsergebnissen konnte letztlich auf die Verteilung der Querkraft innerhalb des Verbundquerschnitts geschlossen werden. Der Holzbalken übernahm in der Versuchsrei-

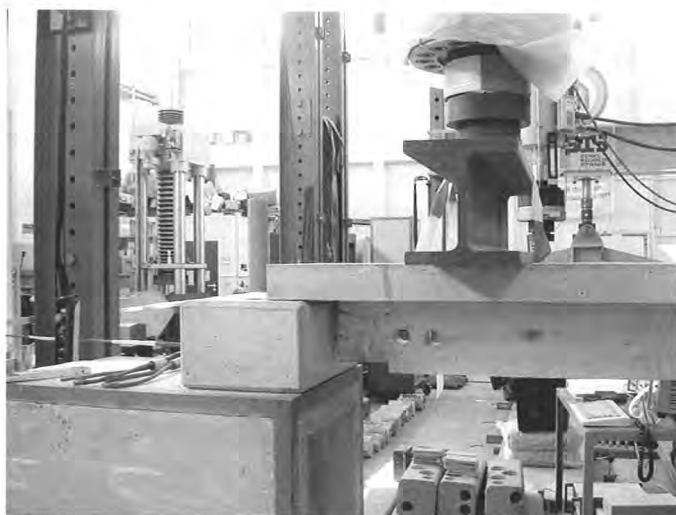


Bild 7: Versuchsanordnung eines Traglastversuchs. Foto: MPA Wiesbaden

he circa 73 % der Querkraft, während in die Betonplatte circa 27 % der Querkraft eingeleitet wurden. Theoretische Berechnungen und Stabwerksmodellierungen wurden durchgeführt, um das in den experimentellen Versuchen ermittelte Verhältnis der Aufteilung der Querkräfte zu verifizieren. Mit dem abgeleiteten rechnerischen Ansatz, bei dem sich die Querkraft im Verhältnis der tatsächlichen Steifigkeitsanteile der Querschnitte Holz und Beton im Vergleich zur effektiven Gesamtbiegesteifigkeit des Verbundträgers aufteilte, konnten die Versuchsergebnisse gut abgebildet werden.

Dieser Bemessungsansatz kann somit auch auf andere Verbindungsmittel übertragen werden.

$$Q_{\text{Holz}} = Q_{\text{Auflager}} \cdot \frac{(EI)_{\text{Holz}}}{(EI)_{\text{ef}}}$$

Gleichung 1: Rechnerischer Querkraftanteil im Holzquerschnitt des Verbundträgers

$$Q_{\text{Beton}} = Q_{\text{Auflager}} \cdot \frac{(EI)_{\text{Beton}}}{(EI)_{\text{ef}}}$$

Gleichung 2: Rechnerischer Querkraftanteil im Betonquerschnitt des Verbundträgers

Neben den oben genannten, untersuchten, neuartigen und nicht genormten Verbindungsmitteln zur Ausführung der Hochhängung (eingeklebte Streckmetalle bzw. eingeklebte Lochbleche) besteht inzwischen – infolge der vor Kurzem eingeführten Holzbau- und Stahlbetonbaunormen – auch die Option zur Verwendung genormter Verbindungsmittel. Hierunter fallen insbesondere eingeklebte Betonrippenstähle. Diese sind im Bereich des Holzes gemäß DIN 1052 zu berechnen und zu bemessen, während im Bereich der Stahlbetonplatte DIN 1045 Anwendung findet.

Bild 8 zeigt hierzu eine Baustellenaufnahme, bei der eine HBV-Decke nur über die obere Betonplatte auf einen ins Tragwerk integrierten HBV-Unterzug aufgelagert wurde. Die Hochhängung der Lasten von den Holzquerschnitten in die Betonplatte erfolgte über eingeklebte Betonrippenstähle, die in den Betonquerschnitt hineinragten und dort im Frischbeton verankert wurden. Diese Ausführungsvariante weist u.a. folgende Vorteile auf:

- Eliminierung der Problematik der Querpressung und Quereindrückungen im Holz,
- Lastabtragung im Auflagerbereich über den druckresistenten Stahlbeton,
- Möglichkeit eines hohen Vorfertigungsgrades durch Einkleben aller Verbindungselemente im Werk,
- einfache Anwendbarkeit durch technisch und rechtlich geregelte Bauweise,
- optische Aufwertung der Unteransicht der Deckenkonstruktion (Bild 10) durch das Holz sowie die nicht sichtbare Verbindungstechnik.

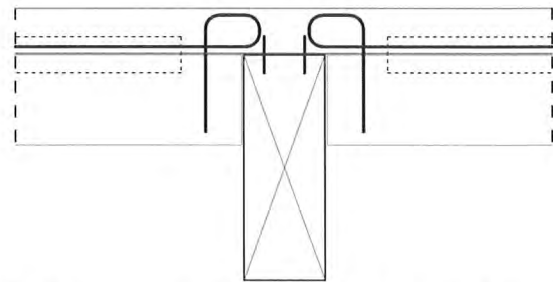
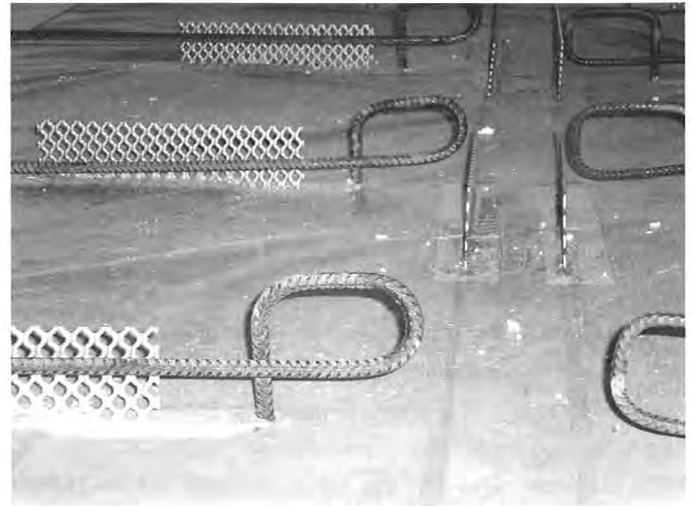


Bild 8: Auflagerung einer HBV-Decke über die obere Betonplatte auf einen ins Tragwerk integrierten HBV-Unterzug mit einer Hochhängung der Kräfte aus den quer anschließenden Balken über eingeklebte Bewehrungsstäbe in den Beton. Foto: Gröber

Die Decke in der JVA Bettenreute

Der zu Beginn erwähnte Neubau ist ein Langhaus mit 40° steilem Satteldach und gliedert sich in drei Bereiche:

- Unterstellhalle für landwirtschaftliche Fahrzeuge und Geräte, projektiert als Stahlrahmen, gebaut als BS-Holz-Stabwerk auf eingespannten Stahlbetonstützen,
- Bereich für Verwaltung, Sanitärräume und Treppen, projektiert als Betonbau-Abschnitt mit Stahl-Dachtragwerk, gebaut mit Holz-Dachtragwerk und Sandwichelementen als wärmedämmender Außenhaut,
- Bereich mit Werkstätte im Erdgeschoss und Lager im Obergeschoss, projektiert als Stahlkonstruktion mit Beton auf Stahlträgern zur Bildung der Deckenfläche, gebaut als kombinierte Beton-Holz-Konstruktion.

Die Decke in dem letztgenannten Bereich Werkstatt/Lager soll hier näher betrachtet werden. Das Obergeschoss ist als Lagerstätte oder alternativ als Werkstätte definiert. Daraus ergibt sich die charakteristische Verkehrslast für die Decke über dem Erdgeschoss zu 6 kN/m². Die Decke ist bei Verwendung als Lager zugleich die Trennebene zwischen beheizt und unbeheizt und daher mit Wärmedämmung auszustatten. Wie Bild 9 zeigt, war eine räumliche Stahlstruktur projektiert, bei der die Decke über dem Erdgeschoss an vier Hängesäulen als Haupt-Nebenträger-

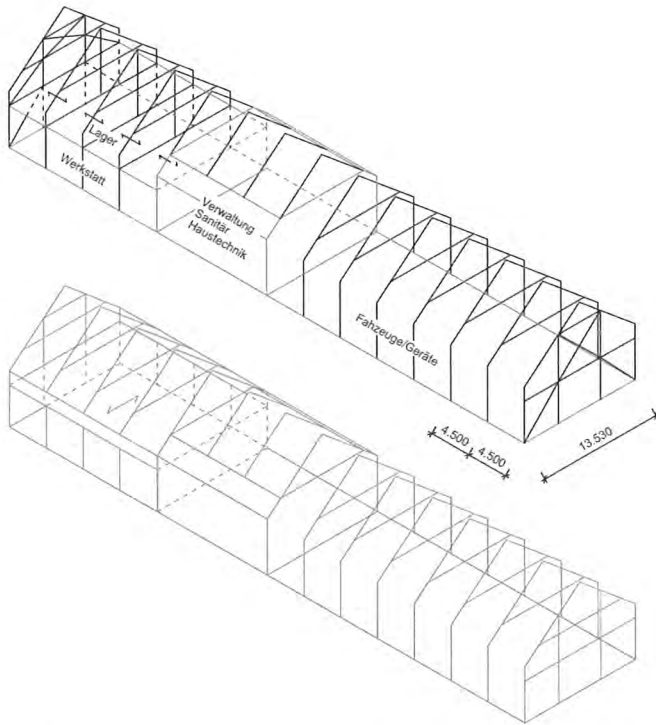


Bild 9: Übersichten über das Gebäude: Oben Projektierung mit Stahlrahmen und Beton-Mitteltrakt, unten ausgeführte Alternative mit Stahlbetonstützen und Holz-Dreigelenkstabwerk als Dach, Beton-Mitteltrakt, Betonstützen, Beton-Tempel-Überzug, Holz-Beton-Verbund-Decke und Holz-Dreigelenkstabwerk als Dach im hinteren Teil.

Tragwerk zu größten Lastanteilen von dem Dach abgehängt worden wäre. Der an dem Auftrag interessierte Bauunternehmer mit Zimmerei hatte mit Stahlbau naturgemäß wenig im Sinn und sann daher über Alternativen mit Beton und Holz nach. Stahlbetonstützen sind preislich unschlagbar, allerdings konnten sie hier ihren großen Vorteil der kostengünstigen Fußspannung wegen des schlechten Baugrundes nur sehr eingeschränkt ausspielen. Die Aufhängung einer reinen Betonkonstruktion in den Firstpunkten schied wegen der hohen Eigenlasten und den sich daraus ergebenden Folgen für das Dachtragwerk als nicht wettbewerbsfähig aus. Im Kontakt mit Holzbau Gröber entstand die Idee einer Kombination von Holz und Beton.

Die alternativ angebotene Variante ist vollkommen verschieden zu der ausgeschriebenen Projektierung strukturiert. Die Decke über dem Erdgeschoss spannt frei über die gesamte Bauwerksbreite von 13,5 m und bildet zugleich eine horizontale Scheibe. Das Dach über dem Obergeschoss ist als Dreigelenkstabzug aus BS-Holz, der nur die Dachlast zu tragen hat, ausgeführt. Der geometrisch vorgesehene Tempel wurde zum Stahlbeton-Unter-Überzug instrumentalisiert, der von oben die Dachlast und von unten die Deckenlast zu den Stützen leitet. Die vorgesehenen Stahlstützen wurden zu Stahlbetonstützen umgeplant, weil dies bei der Alternativ-Komposition wirtschaftlicher war. Der Bauherr gewann durch die Alternative neben einem günstigen Preis die vollkommene Stützenfreiheit des Obergeschosses. Die Gefache zwischen den Stützen wurden mit Holztafelelementen

geschlossen bzw. im Bereich des Überzuges wärmedämmend vor diesen gesetzt.

Die Idee, mit einer frei spannenden Decke gegen eine „abgehängte“ Decke von nur halber Stützweite antreten zu wollen, erschien zunächst kühn, weil alleine der Materialbedarf für die Decke das mindestens 2,5-Fache gegenüber der geplanten Struktur ausmacht, wenn man in gleichem Material rechnet. Die Ersparnis beim Dach kompensiert das nicht. Die ungünstigen Bodenverhältnisse ließen sinnvoll nur möglichst geringe Bodenpressungen, also nur geringe Eigenlasten zu.

Vorbemessungen führten zu dem Ergebnis, dass die über die Gebäudebreite frei spannende Decke in Holz-Beton-Verbund-Bauweise natürlich höheren Materialbedarf mit sich brachte, als eine entsprechend der Ausschreibungsprojektierung am Dach aufgehängte Lösung in Holzbauweise. Kalkulatorisch wurde allerdings gegenüber den vielen Verbindungsstellen bei dem System entsprechend der Projektierung soviel eingespart, dass sich die frei gespannte Variante als insgesamt kostengünstiger herausstellte. Die Ersparnis an Holz und Beton bei einer an dem Dach hoch gehängten Decke in Holzbauweise hätte zwar einiges an geringeren Kosten für die Decke selbst ausgemacht, dafür hätten die Dachbinder einschließlich ihrer Anschlüsse wesentlich „kräftiger“ werden müssen, die Hängesäule wäre für sehr große Kräfte anzuschließen gewesen und die vielen Verbindungen der Balkenlage mit den hoch gehängten Quer-Unterzügen wären notwendig geworden. Diese Kosten überwogen bei weitem die Ersparnis bei der Decke selbst.

Weiteres Sparpotenzial tat sich bei den Auflagern der Holz-Beton-Verbund-Freispann-Variante auf. Die Auflagerung auf Betonunterzügen hätte zwar ein einfache Auflagersituation für die Holzbalken ergeben, aber die Tempelwand darüber wäre gleichwohl erforderlich gewesen, einschließlich der wie auch immer gearteten Umfahrung der Balkenenden. Die schon häufiger von Holzbau Gröber praktizierte Aufhängung der Querkraft aus Holzstegen in die Betonplatte mittels eingeklebter Bewehrungsstäbe wurde – hier erstmals – für die Aufhängung der gesamten Auflagerkraft in einen Betonüberzug vormessen. Für eine Bemessungslast von etwa 90 kN je Stegholz ergaben sich nur Bewehrungsseisen 4 Ø 12! Die Kosten für eine solche Aufhängung sind verglichen mit denen für Balkenträger oder Ähnlichem, die nur einen Bruchteil der hier auftretenden Kraft tragen können, fast vernachlässigbar und liegen je Aufhängung bei wenigen €. (4 Löcher in das Holz bohren, Kleber einbringen, Eisen einsetzen, abbinden lassen.) Also wurde die Tempelwand zu einem Stahlbeton-Überzug umgeplant. Die baubetrieblichen Vorteile waren hier erheblich: Balken auf einem einfachen Baubehelf auslegen, Feld für Frischbetongewicht absprießen, Betonplatte ohne Störungen an den Enden gießen, (Tempel-)Überzug einschalen und betonieren, fertig. Die auf den ersten Blick ungewohnte und

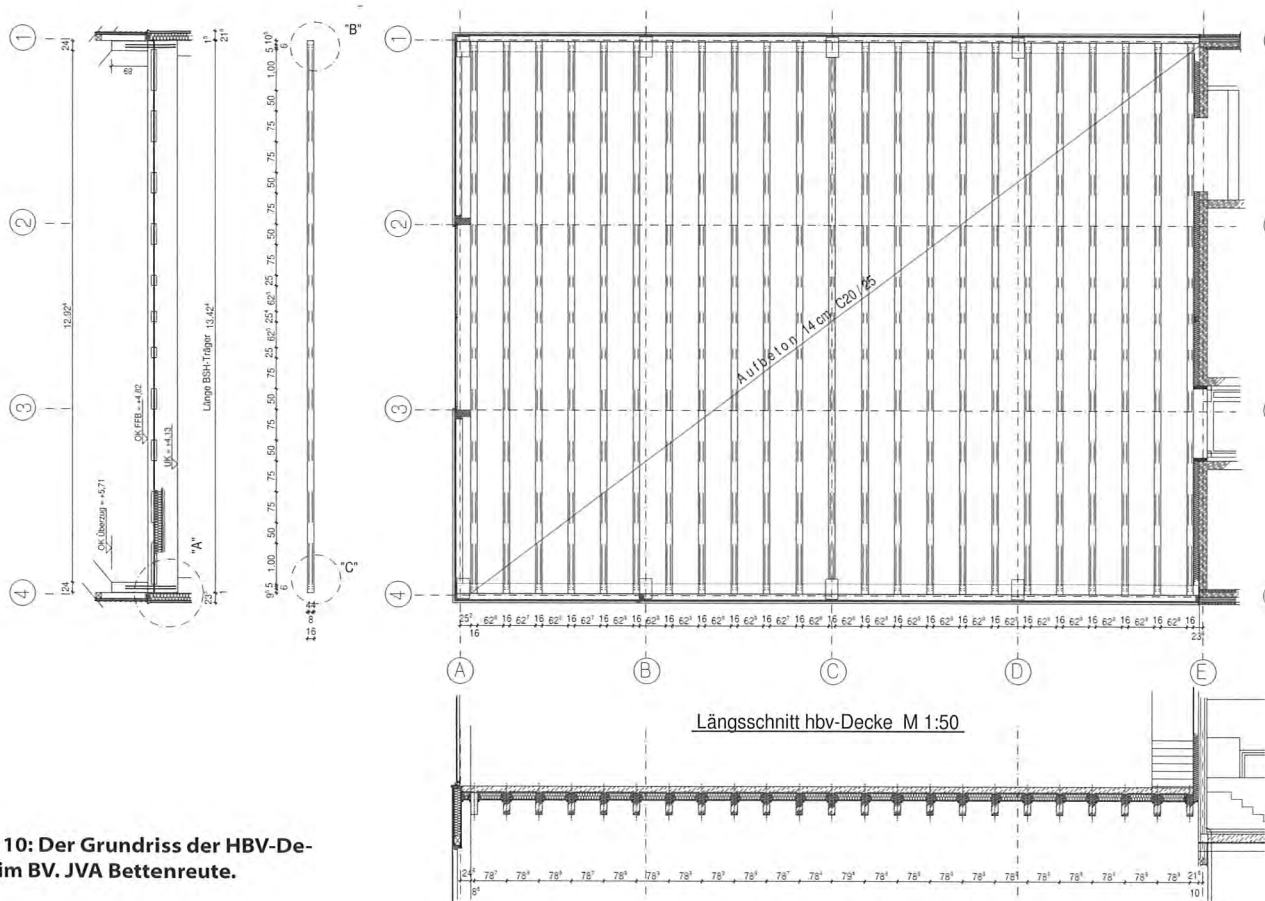


Bild 10: Der Grundriss der HBV-Decke im BV. JVA Bettenreute.

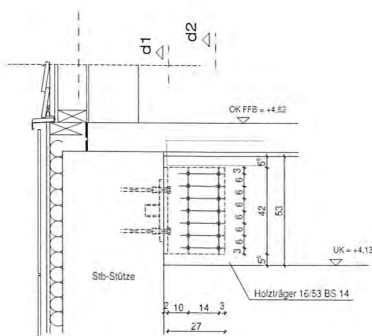


Bild 11: An den Stützen war eine Aufhängung der BS-Holz-Stege an dem Überzug nicht möglich. Das Bild zeigt den Anschluss mit 14 Stabdübeln Ø 16 mm und ein aufwendiges Stahlteil als Verbindungselement. Dies ermöglicht den unmittelbaren Vergleich zu den ansonsten 4 eingeklebten Betonstählen Ø 12 mm.

vordergründig nicht verständliche Aufhängung der BS-Holz-Stege wird damit plausibel. Der Unterschied zwischen einem Balkenaufleger mit mechanischen Verbindungselementen und der Verbundlösung wird mit den Bildern 11 und 12 deutlich.

Die folgende, einfache Berechnung zeigt, wie leistungsfähig diese Verbindungstechnologie ist. Als zu verbindende Kraft wurde die gesamte Querkraft an den Auflagern angesetzt, obwohl die Platte ihrerseits unmittelbar mit Bewehrung in den Überzug einbindet. Damit liegt die Bemessung bezüglich der Querkraftverteilung auf der sicheren Seite.

Die Gefache zwischen den Stegen sind mit einem Fehlboden aus Gipskartonplatten auf seitlich an den Stegen angeschlagenen Leisten ausgestattet, über dem bis zur Stegoberkante Dämmstoff eingebaut ist. Das ergibt den gewünschten Wärmeschutz zwischen den Geschossen. Wegen der Gefachdämmung war der Einsatz von Filigranelementen nicht sinnvoll, diese Variante macht zumeist nur Sinn, wenn der Beton die fertige Untersicht darstellt. Hier wurden OSB-Platten als verlorene Schalung eingesetzt und die Betonplatte ganz in Ortbeton ausgeführt. Brandschutztechnisch war F-30 B gefordert, was mit der Kaltbemessung eingehalten war.

Vorteile gesamtheitlich betrachtet

Erstaunt hat selbst die Fachleute, die die Alternative er-sannen, die Kostenausprägung. Dass sich die frei gespannte Variante gegenüber der abgehängten Variante durchsetzte, hat im Wesentlichen damit zu tun, dass nur wenig mehr schwerer Beton und viel mehr leichtes Holz für die frei spannende Variante benötigt wird. Damit wird die Eigenlast gegenüber reinen Betonkonstruktionen drastisch reduziert. Die Minimierung der Kosten für die Verbindungen spielte eine entscheidende Rolle. Die Verklebung von Holz mit Stahl ist sehr kostengünstig und das Eingießen der betonseitig herausstehenden Stahlteile kostet praktisch nichts.

BERECHNUNG DER HOCHHÄNGUNG ANHAND EINES BEISPIELS

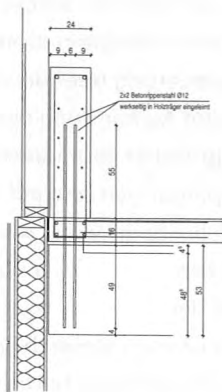


Bild 12: Ausführung der Hochhängung der Decke mit eingeklebten Betonstäben an dem Überzug für eine Bemessungskraft von rund 90 kN bei der JVA Bettenreute.

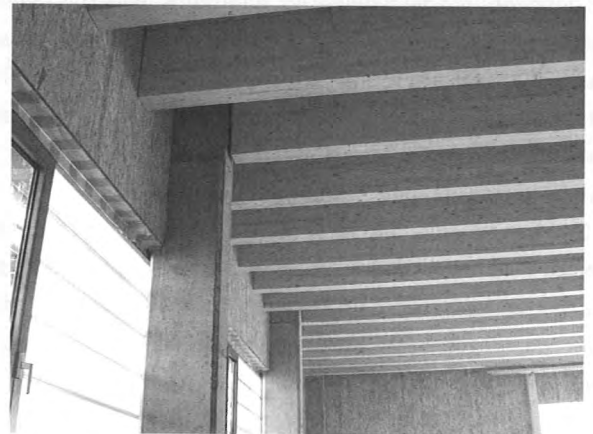


Bild 13: Aufhängung einer HBV-Decke an einen Stahlbeton-Randüberzug mit einer Hochhängung der Latten über eingeklebte Bewehrungsstäbe in den Betonüberzug. Foto: Gröber

Nachweis der Hochhängung:

Vorwerte:

Aufbeton:	C20/25
BS-Holz:	GL28h
Gewindestab/Betonrippenstahl:	Güte 4,6/4,8 – Ø 12
Nutzlast:	Kategorie E2
KLED:	lang
NKL:	2
K_{mod} :	0,7
γ_M :	1,3

Schnittgrößen:

$$A_d = B_d = (1,33 \times 5,55 \text{ kN/m}^2 + 1,0 \times 1,5 \times 6,00 \text{ kN/m}^2) \times 0,80 \text{ m} \times 13,50 \text{ m} / 2 = 89,06 \text{ kN}$$

$$M_d = 89,06 \text{ kN} \times 13,50 \text{ m} / 4 = 300,58 \text{ kNm}$$

Klebfugenspannung:

$$\tau_{ef,d} = 89060 \text{ N} / (4 \times 12 \text{ mm} \times \pi \times 490 \text{ mm}) = 1,21 \text{ N/mm}^2$$

Klebfugenfestigkeit:

$$f_{k,1,d} = 0,7 / 1,3 \times (5,25 - 0,005 \times 490 \text{ mm}) = 1,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Ausnutzung } \eta = 1,21 / 1,51 = 0,80 < 1,0$$

Aufnehmbare Zugkraft von 4 Gewindestangen:

$$R_{ax,d} = 4 \times \pi \times 12 \text{ mm} \times 490 \text{ mm} \times 1,51 \text{ N/mm}^2 = 111574 \text{ N}$$

Nachweis der Gewindestange über die Streckgrenze:

$$R_{y,d} = 4 \times 113 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ N/mm}^2 / 1,1 / 1,1 = 89652 \text{ N}$$

$$\text{Ausnutzung } \eta = 89060 / 4 \times 22413 = 0,99 < 1,0$$

Nachweis der Gewindestange über die Zugfestigkeit:

$$R_{u,d} = 13 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ N/mm}^2 / 1,25 / 1,1 = 32872 \text{ N}$$

$$\text{Ausnutzung } \eta = 89060 / 4 \times 32872 = 0,68 < 1,0$$

Bei eingeklebten Stahlteilen sollte die Festigkeit der Klebefuge höher sein als die Grenzzugfestigkeit des Stahlstabes. Diese Bedingung wird mit dem gewählten Ansatz erfüllt.

Beton-TI-Platten oder Lochkammerplatten aus hochwertigem Beton und mit Vorspannung wären natürlich auch vorgefertigt frei gespannt möglich gewesen. Allerdings wäre das Versetzen solcher Elemente nur mit schwerer Bekranung und schweren Baubehelfen (Joche) möglich gewesen. Das Ein- bzw. Anbringen der Wärmedämmung wäre wesentlich teurer geworden als bei den Holzbalken. Die Wettbewerbsfähigkeit gegenüber dem Stahlbau ist durch den Auftrag nachgewiesen.

Der Betrachtung auch wert sind die ökologischen Unterschiede. Hier wurde keine Ökobilanzierung angestellt, aber die Alternativen mit Holz haben dem Bauwerk auch ohne diese zu einer gravierend besseren Klimaschutzqualität verholfen. Und schöner sieht es allemal aus.

Zusammenfassung

Es wurden einige aktuelle Entwicklungen bei der Holz-Beton-Verbund-Bauweise aufgezeigt. An einem ausgeführten Beispiel wurde nachgewiesen, dass mit der gewählten Holz-beton-Verbund-Konstruktion eine wirtschaftliche Lösung

gefunden wurde. Die Holz-Beton-Verbund-Bauweise verfügt aus statischer, konstruktiver, bauphysikalischer, wirtschaftlicher und ökologischer Sicht über viele positive Eigenschaften. Der innovative Ausführungsansatz der HBV-TT®-Decke mit vorgefertigtem Brettschichtholzträgern in Kombination mit Filigrandeckenelementen und der Auflagerung über die oben liegende Betonplatte oder die komplette Aufhängung der Decke über eingeklebte Betonstähle zeigt bisher kaum genutzte Ansätze. Die Prinzipien und Detailausprägungen sind auf viele Bauaufgaben übertragbar, vom Einfamilienhaus bis hin zu solch anspruchsvollen Decken wie hier. Die Bemessungsgrundlagen sind bauaufsichtlich geregelt, so dass der Anwendung nichts im Wege steht. Weitere Forschungen können vielleicht noch einige, kleine Vorteile zutage fördern, die allerdings bei Decken mit vorwiegend ruhenden Lasten kaum mehr wesentlich sein dürften.

Dies ist ein gutes Beispiel dafür, wie man mit der Kombination von Werkstoffen die Anforderungen von Bauaufgaben in Zukunft gemeinsam meistern kann. **I**