

VII-b Maria Loebjinski: Variantenuntersuchung zur Bewertung der Zuverlässigkeit von typischen Deckenkonstruktionen beim Holzbau im Bestand

Vortragende:

Loebjinski, Maria

M. Sc.

Brandenburgische Technische
Universität, Cottbus

Maria.Loebjinski@b-tu.de



- 1990 geboren
- Dezember 2015 Masterabschluss im Studiengang Wirtschaftsingenieurwesen Fachrichtung Bauingenieurwesen von der BTU
- Seit 01/2016 Promotionsstudentin, Fachgebiet Stahl- und Holzbau an der BTU, gefördert durch die Deutsche Bundesstiftung Umwelt (DBU).

Autoren: Maria Loebjinski¹; Wolfgang Rug²; Hartmut Pasternak¹

¹ Brandenburgische Technische Universität, Cottbus

² Hochschule für nachhaltige Entwicklung, Eberswalde

Zusammenfassung

Die aktuelle Normung enthält keine Bemessungsregeln für bestehende Tragwerke. In diesem Beitrag werden Zuverlässigkeitsanalysen an typischen Deckenkonstruktionen des Holzbaus durchgeführt, um ein Anpassungspotential des Bemessungskonzepts für Holzkonstruktionen im Bestand ableiten zu können. Zunächst werden die gewählten Konstruktionen vorgestellt und anschließend Verallgemeinerungen zur Modellierung von Deckenkonstruktionen getroffen. Die Modellbildung zur Abbildung der Nutzlast wird erläutert. Anhand der Zuverlässigkeitsanalysen zeigt sich ein Optimierungspotential der Teilsicherheitsbeiwerte für große Räume und dominante Eigenlast, sowie ein etwas geringeres Potential für kleine Räume unter dominanter Eigenlast bzw. für große Räume unter gleichen Anteilen aus Eigen- und Nutzlast. Voraussetzung dieses Potentials ist eine qualifizierte, mit technischen Hilfsmitteln gestützte, Bestandsaufnahme der kritischen Bauteile in situ. An einem angepassten Zielniveau beispielhaft kalibrierte Sicherheitsbeiwerte werden dargestellt.

1. Einleitung

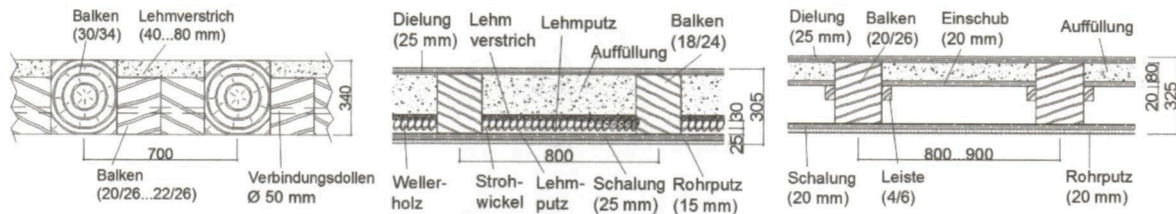
Beim Bauen im Bestand kann die Überprüfung der Tragfähigkeitsüberprüfung der bestehenden Konstruktionen nötig sein. Dies ist der Fall, wenn Änderungen an der Konstruktion, Schäden oder Änderungen von Lasten (z.B. durch Nutzungsänderungen) einen signifikanten Einfluss auf Einwirkungen bzw. Widerstände haben. Da es in Deutschland derzeit keine eigenständige Normung für den Bestandsbau gibt, werden zur Nachrechnung bestehender Tragwerke die Bemessungsregeln für den Neubau angewendet. Eine Sortierung des Materials in situ wird zwar bauaufsichtlich gefordert, eine darüber hinausgehende Einbeziehung von individuellen Bauwerksparametern erfolgt in der Regel jedoch nicht. Dadurch kommt es häufig zu einer zu ungünstigen Modellierung von Lasten und Tragfähigkeiten. Es ist demnach zu prüfen, ob Anpassungen im (semi)probabilistischen Sicherheitskonzept vorgenommen werden können, um eine realitätsnähere Bewertung bestehender Konstruktionen zu erreichen.

Ein wichtiger Schritt ist die Bewertung des Zuverlässigkeitsniveaus von Konstruktionen im Bestand, um eine Aussage über das vorhandene und damit gesellschaftlich akzeptierte Sicherheitsniveau treffen zu können. In diesem Beitrag werden übliche Deckenkonstruktionen aus Holz unter typischen Nutzlasten mittels First Order Reliability Method (FORM) analysiert.

2. Modellbildung

2.1 Gewählte Deckenkonstruktionen

Um in einem begrenzten Rahmen ein möglichst breites Ergebnisspektrum abzudecken, wurden die folgenden Deckenkonstruktionen ausgewählt: Dübelbodendecke, Ganzer Windelboden, Einschubdecke. In Abb. 1 werden diese dargestellt.



(a) Dübelbodendecke

(b) Ganzer Windelboden

(c) Einschubdecke

Abb. 1: Betrachtete Deckenkonstruktionen, nach [1]

2.2 Lastbestimmung

2.2.1 Modellierung des Eigengewichts

Grundlegendes

Für die Modellierung des Eigengewichtes wird eine Normalverteilung verwendet. Aufgrund der anzunehmenden statistischen Unabhängigkeit können die Variablen wie gezeigt zusammengefasst werden. Die Ermittlung der statistischen Parameter wird anhand der Dübelbodendecke beispielhaft gezeigt und für die beiden anderen Konstruktionen analog durchgeführt.

Dübelbodendecke

Tab. 1: Statistische Daten für das Eigengewicht einer Dübelbodendecke

Bauteil	Geometrie	E[g _i]		V _{E[g_i]}		σ _i = E[g _i] · V _{E[g_i]}
		Wert	Ref.	Wert	Ref.	
Holzbalken1 C24, S10	30/34 cm Achsabstand: 70 cm	(4,2 kN/m ³ * 0,30m * 0,34m) /0,70 m = 0,61 kN/m²	[2]	0,10	[2]	0,061
Holzbalken2 C24, S10	2 x 20/30 cm Achsabstand: 70 cm	(4,2 kN/m ³ * 0,40m * 0,30m) /0,70 m = 0,72 kN/m²	[2]	0,10	[2]	0,072
Lehm- verstrich	4/40 cm Achsabstand: 70 cm	(20 kN/m ³ * 0,4m * 0,04m) /0,7m = 0,46 kN/m²	Nach [3]	0,10	Nach [3]	0,046

Mit den Erwartungswerten des Eigengewichtes der Balken $E[g_{Balken1}]$, $E[g_{Balken2}]$ und des Lehms $E[g_{Lehm}]$ ergibt sich für den Erwartungswert des Eigengewichtes der Konstruktion $E[g]$

$$E[g] = E[g_{Balken1}] + E[g_{Balken2}] + E[g_{Lehm}] = 1,79 \text{ kN} / \text{m}^2. \quad (1)$$

Die Varianz $Var[g]$ des Erwartungswertes des Eigengewichtes berechnet sich aus den Streuungen $\sigma_{Balken1}$ und $\sigma_{Balken2}$ der Balken sowie des Lehmverstrichs σ_{Lehm} zu

$$Var[g] = \sigma_{Balken1}^2 + \sigma_{Balken2}^2 + \sigma_{Lehm}^2 = 0,097^2 + 0,114^2 + 0,046^2 = 0,011 [\text{kN} / \text{m}^2]^2. \quad (2)$$

Aus diesen Werten berechnet sich der Variationskoeffizient des Eigengewichtes der Deckenkonstruktion $V[g_{Decke}]$ zu

$$V[g_{Decke}] = \frac{\sqrt{Var[g]}}{E[g]} = \frac{\sqrt{0,011}}{1,79} \approx 0,059 \approx 5,9\%. \quad (3)$$

Zusammenfassung

Für die drei betrachteten Deckenkonstruktionen ergeben sich die folgenden statistischen Parameter zur Modellierung des Eigengewichtes (Tab. 2).

Tab. 2: Zusammenfassung der Parameter des Eigengewichtes für ausgewählte Deckenkonstruktionen

Deckenkonstruktion	$E[g]$ [kN/m ²]	$V_{E[g]}$ [%]
Dübelbodendecke	1,79	7,4
Ganzer Windelboden	3,82	6,8
Einschubdecke	2,00	6,0

In [1] finden sich weitere Deckenkonstruktionen, die im Bestand vorhanden sind. Auch diese wurden wie anhand des Beispiels gezeigt analysiert. Die für diesen Beitrag gewählten Beispiele stellen obere und untere Grenzwerte dar. Für die Modellierung des Eigengewichtes wird im Folgenden für alle Deckenkonstruktionen einheitlich ein Wert von $V_{E[g]} = 10\%$ verwendet. Die Erwartungswerte des Eigengewichtes werden zur Bestimmung praxisrelevanter Verhältnisse aus Eigen- und Nutzlast benötigt (siehe Abschnitt 2.2.3).

2.2.2 Modellierung der Nutzlast

Die Nutzlast ist eine maßgebende Einwirkung auf Deckenkonstruktionen. Diese setzt sich aus einem quasi-ständigem und einem variablen (transienten) Anteil zusammen (Abb. 2).

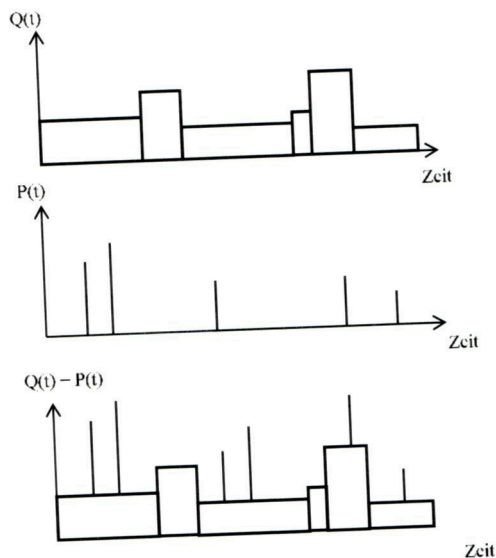


Abb. 2: Typische Nutzlastverteilung im Hochbau (in Anlehnung an [3])

Zur baupraktischen Modellierung werden beide Anteile in eine Gesamtnutzlast zusammengefasst, die als gleich verteilte Flächenlast angenommen wird. Zur Bestimmung der Verteilung der Gesamtnutzlast aus quasi-ständigem und veränderlichem Anteil werden beide Anteile zunächst als getrennte Verteilungen modelliert (quasi-ständiger Anteil zumeist als Gammaverteilung, kurzzeitiger Anteil als Exponential- oder Gammaverteilung). Die Überlagerung beider Anteile erfolgt mittels Faltungsintegral, wobei die kurzzeitig wirkenden (transienten) Anteile auf die gleiche Lastdauer, wie die quasi-ständigen Anteile bezogen werden müssen. Ausführliche Erläuterungen zur Modellierung von Nutzlasten können [3], [4] und [5] entnommen werden. Die so ermittelte Verteilungsfunktion der Gesamtnutzlast wird durch eine bekannte Extremwertverteilung approximiert. Dazu eignet sich eine Gumbelverteilung (Abb. 3).

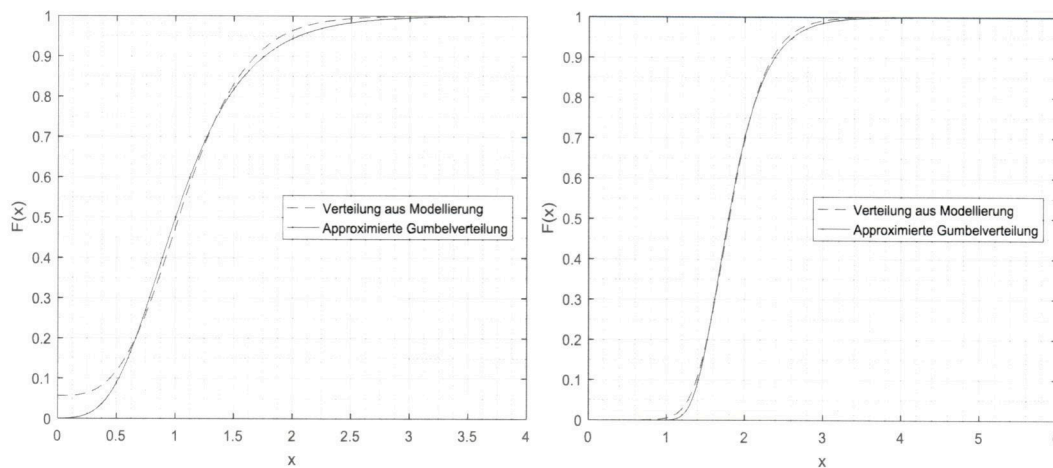


Abb. 3: Gesamtnutzlast bei Büronutzung, $A = 1000 \text{ m}^2$, links $T_{\text{ref}} = 1 \text{ J.}$, rechts $T_{\text{ref}} = 50 \text{ Jahre}$

Für den Bezugszeitraum $T_{\text{ref}} = 1 \text{ Jahr}$ zeigen sich Anpassungsprobleme für den Bezugszeitraum $T_{\text{ref}} = 50 \text{ Jahre}$ ist die Approximation sehr gut. In Tab. 3 werden die Parameter der approximierten Verteilung für die Büro- und die Wohnraumnutzung ($T_{\text{ref}} = 50 \text{ Jahre}$) dargestellt.

Tab. 3: Parameter der approximierten Gumbelverteilung für $T_{\text{ref}} = 50 \text{ Jahre}$

Nutzung	Bezugsfläche $A_0 [\text{m}^2]$	q_k nach DIN EN 1991-1-1 NA [6]	$A = A_0$				$A = 1000 \text{ m}^2$			
			m_{qtot}	σ_{qtot}	u^1	V_x	m_{qtot}	σ_{qtot}	u^1	V_x
Büro	20	B1 2,0	2,43	0,96	2,00	0,39	1,42	0,35	1,26	0,24
		B2 3,0								
Wohnen	20	A2 1,5	1,78	0,57	1,52	0,32	0,95	0,18	0,86	0,19
		A3 2,0								

¹ Modalwert der Gumbelverteilung bei $T_{\text{ref}} = 50 \text{ J.}$ entspricht 98%-Quantil bei $T_{\text{ref}} = 1 \text{ J.}$, also $u = q_k$

Für den Variationskoeffizienten der Nutzlast wird für die Modellierung eine Unterscheidung in kleine ($A \leq 20 \text{ m}^2$, V_x aus $A = A_0$) und große Räume ($A > 20 \text{ m}^2$, V_x aus $A = 1000 \text{ m}^2$) getroffen. Es werden die charakteristischen Werte der DIN EN 1991-1-1:2010-12/NA zugrunde gelegt. Für $A = A_0$ ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Angaben in der Norm und der ermittelten Werte, bei $A = 1000 \text{ m}^2$ sind letztere geringer, die Annahme liegt somit auf der sicheren Seite.

2.3 Statistische Parameter und Lastverhältnisse

Für die Zuverlässigkeitsanalysen zur Abschätzung des Zuverlässigkeitsniveaus von üblichen Holzbalkendecken im Bestand werden die folgenden statistischen Parameter verwendet.

Tab. 4: Zusammenstellung der statistischen Parameter

	Basisvariable	Vert.	m_x/X_k	V_x	Bemerkung
Widerstand	Vollholz, NH, Biegung				
	C 24, S10	LN	1,55	0,25	Orientierungswert, V_R von $V_R = 0,10$ bis $V_R = 0,40$ variiert
Einwirkung	Ständige Einwirkung				
	Konstruktionseigenlast	N	1,0	0,10	Wert nach JCSS PMC [7]
	Nutzlast				
	Kleiner Raum ($\leq 20 \text{ m}^2$)	GUM	1,20	0,40	Aus eigenen Analysen
	Großer Raum ($> 20 \text{ m}^2$)		1,12	0,25	
Modell	Widerstandsseite	N	1,0	0,05	Multiplikativ über alle Basisvariablen, Voraussetzung ist qualifizierte Bestandsaufnahme in-situ
	Einwirkungsseite	N	1,0	0,05	

Mit der Festlegung der Nutzlastparameter werden einige Nutzlastarten ungünstiger modelliert als nötig. Eine genauere Unterscheidung ist für praxisorientierte Zwecke jedoch nicht dienlich. Die Zuverlässigkeitsanalysen werden für definierte Abmessungen und maximal aufnehmbaren

Einwirkungen bei Anwendung der Bemessungsgleichungen aus DIN EN 1995-1-1:2010-12 durchgeführt. Für praxisrelevante Verhältnisse aus Eigen- und Nutzlast werden die Erwartungswerte der Nutzlast unter Berücksichtigung der charakteristischen Werte aus DIN EN 1991-1-1/NA und den angegebenen Verhältnissen m_x/x_k (aus Tab. 4) bestimmt (Tab. 5). Es wurden die Nutzlastkategorien A2, A3 und B1 ausgewählt. Der übliche Bereich der Lastverhältnisse liegt für die untersuchten Konstruktionen und Lasten zwischen $a = 0,30$ und $a = 0,55$.

Tab. 5: Lastverhältnisse aus Eigen- und Nutzlast für verschiedene Deckenkonstruktionen

Erwartungswert des Eigengewichtes [kN/m²]		A2		A3/B1	
		Erwartungswert der Nutzlast [kN/m²]			
		Großer Raum	Kleiner Raum	Großer Raum	Kleiner Raum
		1,68	1,8	2,24	2,4
Dübelbodendecke	1,79	0,48	0,50	0,56	0,57
Ganzer Windelboden	3,82	0,31	0,32	0,37	0,39
Einschubdecke	2,00	0,46	0,47	0,53	0,55

3. Zuverlässigkeitsanalyse

3.1 Zielwert der Zuverlässigkeit

Der Zielwert der Zuverlässigkeit wird in DIN EN 1990:2010-12 [8] mit $\beta = 3,8$ für $T_{ref} = 50$ Jahre für Schadensfolgeklasse CC2 definiert. Normativ geregelte Festlegungen für den Bestandsbau bestehen derzeit nicht. In der Literatur (u.a. [9] [10] und [11]) wird eine Absenkung dieses Zielwertes für den Bestandsbau diskutiert. Dies ist durch die Überprüfbarkeit der Konstruktion in situ und schadensfrei überstandene Herstell- und Nutzungsphasen begründet. Zudem sind die Kosten von Sicherheitsmaßnahmen im Bestandsbau deutlich höher als im Neubau. Eine Literaturdiskussion zur Anpassung der Zielwerte für den Bestandsbau kann in [12] nachgelesen werden. Für diese Untersuchungen wird die Zuverlässigkeit mit $\beta_{t,New} = 3,8$ (Neubau), $\beta_{t,Exis} = 3,2$ (Zielwert Bestand) und $\beta_{0,Exis} = 2,5$ (Mindestwert Bestand) verglichen ($T_{ref} = 50$ J.).

3.2 Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalyse

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Zuverlässigkeitsanalysen eines Biegebalkens unter Eigen- und Nutzlast für verschiedene Raumgrößen und Lastverhältnisse in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit grafisch dargestellt.

Großer Raum, $V_q = 25$ %, Anteil Nutzlast an Gesamtlast $a = 30$ %

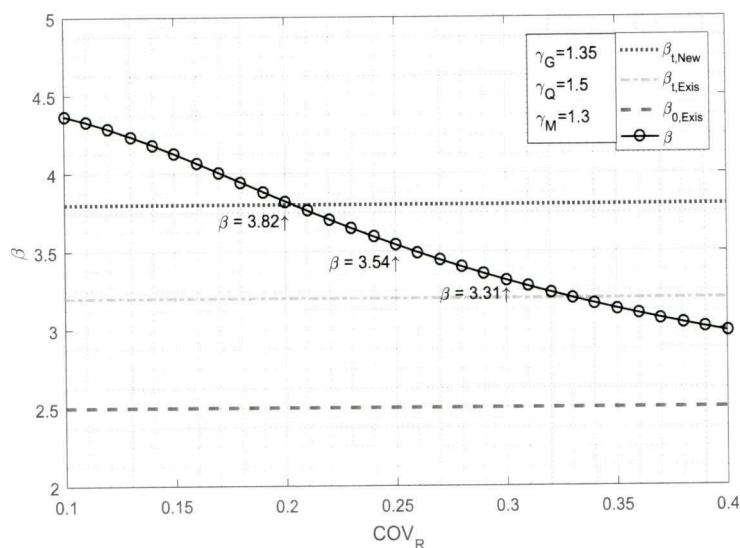


Abb. 4: Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit, Variationskoeffizient Nutzlast $V_q = 25$ %, Lastverhältnis $a = 30$ %

Großer Raum, $V_q = 25 \%$, Anteil Nutzlast an Gesamtlast $a = 55 \%$

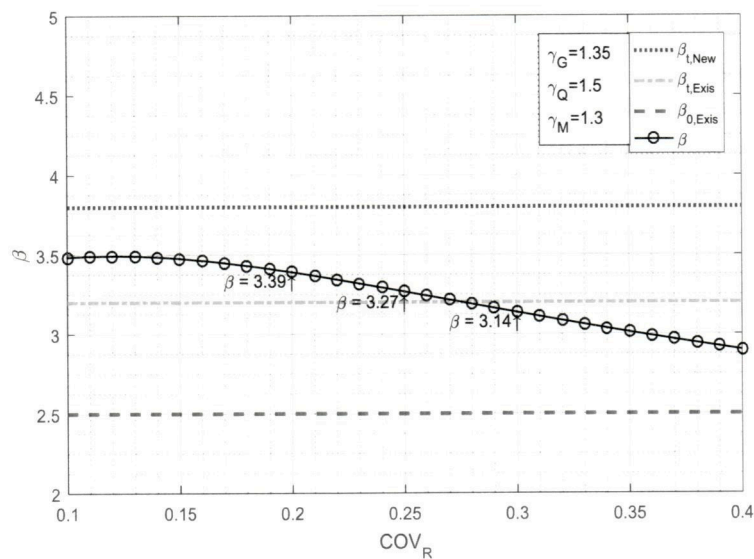


Abb. 5: Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit, Variationskoeffizient Nutzlast $V_q = 25 \%$, Lastverhältnis $a = 55 \%$

Kleiner Raum, $V_q = 40 \%$, Anteil Nutzlast an Gesamtlast $a = 30 \%$

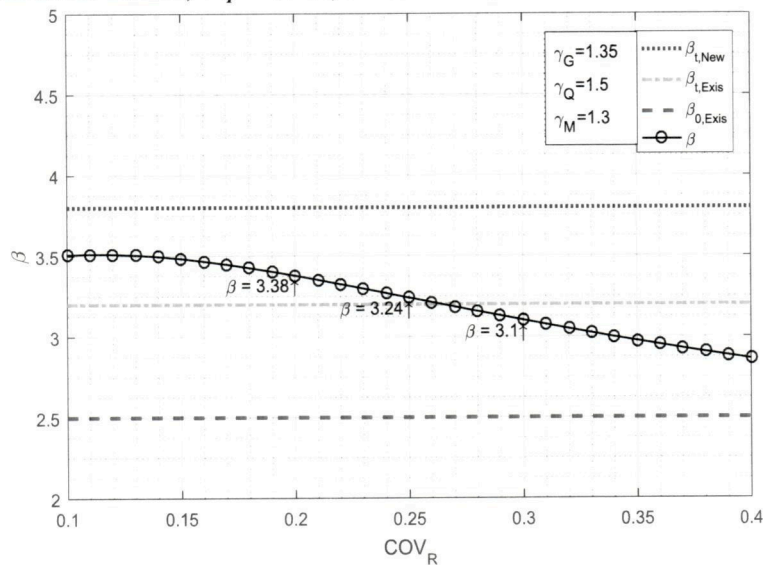


Abb. 6: Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit, Variationskoeffizient Nutzlast $V_q = 40 \%$, Lastverhältnis $a = 30 \%$

Kleiner Raum, $V_q = 40 \%$, Anteil Nutzlast an Gesamtlast $a = 55 \%$

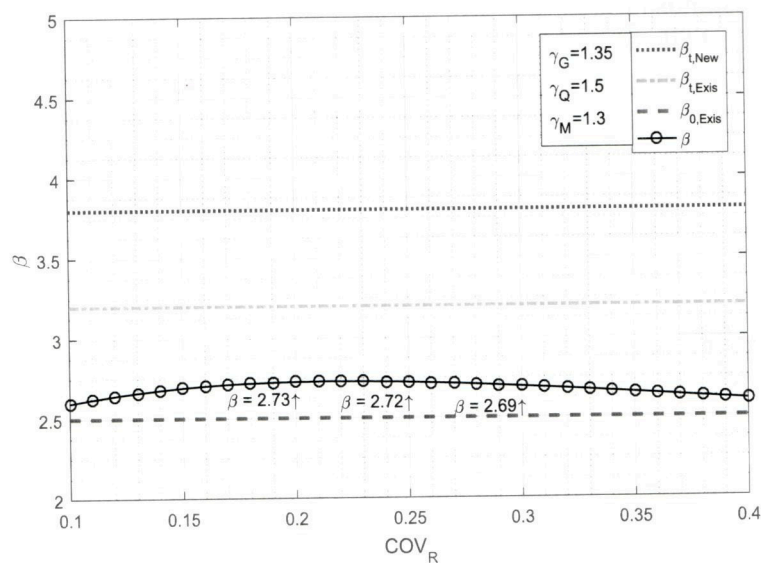


Abb. 7: Zuverlässigkeitsindex β in Abhängigkeit vom Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit, Variationskoeffizient Nutzlast $V_q = 40 \%$, Lastverhältnis $a = 55 \%$

3.3 Auswertung

Ein üblicher Wert für den Variationskoeffizienten der Biegefestigkeit ist $V_R = 0,25$ [13]. Es zeigt sich, dass der Zielwert der Zuverlässigkeit wie er in DIN EN 1990:2010-12 definiert ist unter den getroffenen Annahmen nicht erzielt wird. Aus den gezeigten Abbildungen lässt sich zudem schlussfolgern, dass bezüglich der Zuverlässigkeit von Holzbalkendecken drei maßgebliche Fälle zu unterscheiden sind:

- Großer Raum mit überwiegend Eigenlast im Vergleich zur Nutzlast (Abb. 4)
- Großer Raum mit etwa gleichem Anteil an Nutz- und Eigenlast (Abb. 5)
- ODER kleiner Raum mit überwiegend Eigenlast im Vergleich zur Nutzlast (Abb. 6)
- Kleiner Raum mit etwa gleichem Anteil an Nutz- und Eigenlast (Abb. 7)

Für Fall a) ist die Zuverlässigkeit stark vom Variationskoeffizienten der Festigkeit abhängig. Für Fall c) besteht fast kein Einfluss mehr, da im Bereich des geringeren Variationskoeffizienten der Festigkeit der Einfluss der stark streuenden Nutzlast deutlich überwiegt. Für eine Optimierung von Teilsicherheitsbeiwerten müssen somit diese drei Fälle unterschieden werden. Für die Fälle a) und b) besteht ein Optimierungspotential der Teilsicherheitsbeiwerte, wenn eine qualifizierte Bestandsaufnahme mit Messung von Parametern in situ durchgeführt wird, was eine Abminderung des Zielzuverlässigkeitsniveaus rechtfertigt. Da dies zumeist nur bauteilweise und nicht für eine gesamte Konstruktion durchgeführt werden kann, sollte eine solche Anpassung auf die kritischen Komponenten eines Tragwerks beschränkt bleiben. Bei einer Kalibrierung am Zielniveau $\beta = 3,2$ ergeben sich für Deckenkonstruktionen unter Nutzlast unter den getroffenen Annahmen folgende Ergebnisse (Tab. 6).

Tab. 6: Beispielhaft kalibrierte Sicherheitsbeiwerte γ_M für $\beta = 3,2$ für Balken unter Eigen- und Nutzlast, **Werte nicht zur praktischen Anwendung!**

Variationskoeffizient der Biegefestigkeit V_R	Fall a)		Fall b)	
	$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_G = 1,2$ $\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_G = 1,35$ $\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_G = 1,2$ $\gamma_Q = 1,5$
0,20	1,12	1,21	1,23	1,28
0,22	1,14	1,24	1,25	1,30
0,25	1,18	1,28	1,27	1,33
0,27	1,21	1,31	1,30	1,35

Die dargestellten Ergebnisse sind beispielhaft und nicht für die praktische Anwendung geeignet, da Regeln zur qualifizierten Bestandsaufnahme in situ definiert werden müssen. Es wurde zusätzlich zur Unterscheidung in die Fälle a) und b) eine Unterscheidung nach zwei verschiedenen Teilsicherheitsfaktoren γ_G vorgenommen. Der Wert $\gamma_G = 1,35$ ist der in DIN EN 1990:2010-12/NA definierte Wert für ständige Einwirkungen. Der Wert $\gamma_G = 1,20$ ist in der Schweizer Norm SIA 269:2011 für die Überprüfung bestehender Einwirkungen bei Aktualisierung der ständigen Einwirkungen durch Messungen in situ definiert. Dieser Wert wurde in Hinblick auf zukünftige Normungsentwicklungen berücksichtigt.

4. Ausblick

Ziel des laufenden Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines angepassten Bemessungskonzeptes für Holzkonstruktionen im Bestand. Dafür müssen weitere Zuverlässigkeitsanalysen durchgeführt werden. Eine Untersuchung von Sparren unter Schnee und Windlast ist in Bearbeitung (Veröffentlichung in [14]), Analysen an weiteren Bauteilen schließen sich an. Zudem muss ein konsistentes Konzept mit Voraussetzungen zur Anwendung der ermittelten Werte erarbeitet werden. Die Forschungsergebnisse sollen zur substanzschonenden Erhaltung bestehender Konstruktionen aus Holz beitragen und die Wettbewerbsfähigkeit dieses nachhaltigen Materials bei Bestandsbauwerken steigern.

Literatur

- [1] K. Lißner und W. Rug, *Holzbausanierung beim Bauen im Bestand (in Vorbereitung, Erscheinung Januar 2018)*, 2. Aufl: Springer Verlag, 2018.
- [2] DIN 68364:2003, *Kennwerte von Holzarten. Rohdichte, Elastizitätsmodul und Festigkeiten*, 2003.
- [3] R. Rackwitz, "Einwirkungen auf Bauwerke" in *Der Ingenieurbau*, G. Mehlhorn, Hrsg, Berlin: Ernst, 1996, S. 73–416.
- [4] CIB, "Actions on Structures: Live Loads in Buildings", CIB Report W81, 1989.
- [5] Joint Committee on Structural Safety, "Probabilistic Model Code. Part 2 - Load Models: 2.2 Live Load", Joint Committee on Structural Safety, 2001.
- [6] DIN EN 1991-1-4/NA, *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*, 2010.
- [7] Joint Committee on Structural Safety, "Probabilistic Model Code: Part 1 - Basis of Design", Joint Committee on Structural Safety JCSS-OSTL/DIA/VROU -10-11-2000, 2001.
- [8] DIN EN 1990:2010-12, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, 2010.
- [9] T. Vrouwenvelder, "Developments towards full probabilistic design codes", *Structural Safety*, Band 24, S. 417–432, 2002.
- [10] Steenbergen, Raphaël D. J. M., M. Sýkora, D. Diamantidis, M. Holický und T. Vrouwenvelder, "Economic and human safety reliability levels for existing structures", *Structural Concrete*, Band 16, Nr. 3, S. 323–332, 2015.
- [11] D. Diamantidis, M. Holický und K. Jung, "Assessment of existing structures - On the applicability of the JCSS recommendations" in *Aspects of Structural Reliability*, M. H. Faber, T. Vrouwenvelder, und K. Zilch, Hrsg, München: Herbert Utz Verlag, 2007, S. 15–18.
- [12] M. Loebjinski, W. Rug und H. Pasternak, "Zuverlässigkeitsbewertung von Holzbauteilen im Bestand", *Bauingenieur*, Band 92, S. 65–73, 2017.
- [13] Joint Committee on Structural Safety, "Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance Models: 3.5 Properties of Timber", Joint Committee on Structural Safety, 2006.
- [14] M. Loebjinski, W. Rug und H. Pasternak, "Aktuelle Normen für den Bestandsbau mit Holz und beispielhafte Zuverlässigkeitsuntersuchungen (in Vorbereitung)" in *22. Holzbauseminar*, W. Rug, Hrsg.: Beuth Verlag, 2018.