



- Zustandsbewertung bestehender Druckrohrleitungen
- Neubau der Kanalbrücke Ems
- Stahlwasserbau am Sylvensteinspeicher
- Wehranlage Viereth: Vorteile der BIM-Methode im Stahlwasserbau
- Sanierung der Wehrwalzen am Hengstey- und Baldeneysee
- Wehr Horkheim am Neckar: Grundinstandsetzung
- Finite-Element-Bemessung

# Finite-Element-Bemessung von Stahlverbindungen basierend auf der Komponentenmethode

In diesem Beitrag werden die Grundsätze der mehrstufigen Finite-Elemente-Modellierung für die Bemessung von Stahlverbindungen beschrieben. Der wesentliche Bestandteil der Bemessung durch finite Elemente ist die Validierung und Verifizierung des Modells und seiner Ergebnisse. Für Modelle mit Schalen- und Volumenkörpern handelt es sich um eine Untersuchung der Netzsensitivität. Bei der komponentenbasierten Finite-Elemente-Methode (CBFEM) werden die Stahlplatten mittels nichtlinearer Materialanalyse (MNA) untersucht. Ihre Tragfähigkeit im plastischen Zustand wird durch die Dehnungen begrenzt. Das Verhalten der Komponenten, z. B. von Schrauben, Ankerschrauben, Schweißnähten usw., wird durch die Einführung nichtlinearer Federn berücksichtigt, die das Verhalten der Komponenten in Bezug auf Anfangssteifigkeit, Zugtragfähigkeit und Verformungskapazität darstellen. Zur Erläuterung dieses Vorgehens wird ein Überblick über die Erfolgsgeschichte der Finite-Elemente-Analyse (FEA) in Stahlbauverbindungen zusammengestellt. Dieser Beitrag zeigt Unterschiede zwischen den forschungs- und bemessungsorientierten Modellen und den aktuellen Erkenntnissen in der Modellierung von Verbindungskomponenten. Beide haben ihre Berechtigung in weiterführenden Untersuchungen. Die Validierung und Verifizierung wird am Modell des Blockversagens aufgrund des Versagens für die Knotenblechverbindung und für die durch Biegemomente um beide Achsen belasteten Grundplatten dargestellt. Die Schlussfolgerung zeigt das Potenzial bei der Bemessung von Bauteilen, einschließlich ihrer Anschlüsse.

**Stichworte** Stahlkonstruktion; Anschlüsse; Mehrstufenmodell; Finite-Elemente-Analyse; Blockscherung; Fußplatte

## 1 Einführung

Zur sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von Verbindungen wurden und werden experimentelle Nachweise und Verfahren zur Kurvenanpassung verwendet. Basierend auf analytischen Tragfähigkeitsmodellen von Verbindungsmitteln wie Schweißnähten, Schrauben und Platten und dem geschätzten Hebelarm der Schnittgrößen wird die Tragfähigkeit der Verbindung durch analytische Modelle bestimmt.

Zoetemeijer [1] war der Erste, der dieses Modell mit einer Schätzung der Steifigkeit und der Verformungskapazität entwickelte. Der Ansatz der elastischen Steifigkeit wurde in der Arbeit von Steenhuis verbessert [2]. Eine grundlegende Beschreibung des Bauteilverhaltens in wichtigen

## Component based finite element design of steel joints

This paper describes the principles of multi-level finite element modelling for design of structural steel joints. The internal part of the design by finite elements is the validation and verification of the model and its results. For models by shell and solid elements is mesh sensitivity study. In component based finite element design (CBFEB) are the steel plates considered by geometrically and materially non-linear analysis (GMNA). Its resistance in elastoplastic stage is limited by strains. The behaviour of components, e. g. of bolts, anchor bolts, welds etc., is treated by introducing nonlinear springs representing its behaviour in term of initial stiffness, ultimate resistance and deformation capacity. To show this process a contribution is prepared, which summarises the history of achievements of finite element analyses (FEA) in structural steel connections. This paper shows differences of the research-oriented and design-oriented models and the current trends in modelling of connection components. Both have their roles in advanced analyses. The validation and verification is demonstrated on model of block shear during potential failure mode for gusset plate connection and for the base plates loaded by bending moments to both axes. The summary shows the potential in design of elements including its connection.

**Keywords** steel structure; joints; multi-level model; finite element analyses; block shear; base plate

Stahlverbindungen wurde von Jaspert für Träger-Stützenverbindungen [3] und von Wald et al. für Stützenfüße [4] erstellt. Die in der aktuellen europäischen Norm für Stahl- und Verbundverbindungen implementierte Methode [5, 6] wird in den meisten in Europa üblichen Software- und Bemessungstabellen für Baustahl angewendet. Das Federmodell einschließlich des nichtlinearen Teils zur Beschreibung von Komponenten wurde von Da Silva [7] für das räumliche Verhalten verallgemeinert. Rasmussen et al. [8] fügten der Kurvenbeschreibung für begrenzte, getestete Fälle einen abfallenden Teil hinzu.

Die Komplexität von Modellen mit drei in Reihe geschalteten Federn für eine Komponente führt zu einer komplexen Integration des gesamten Anschlussverhaltens. Der Prozess beginnt mit der Zerlegung eines Anschlusses in

Komponenten, gefolgt von deren Beschreibung in Bezug auf das Verformungsverhalten bei Normal-/Scherkraft. Anschließend werden Komponenten gruppiert, um das Momenten-Rotationsverhalten des Anschlusses und die Klassifizierung/Darstellung in einem Feder-/Schermmodell und die Anwendung in globalen Analysen zu untersuchen.

Der Vorteil der Komponentenmethode (CM) liegt in der Integration des aktuellen experimentellen und analytischen Wissens über das Verhalten von Verbindungskomponenten, d.h. von Schrauben, Schweißnähten und Platten. Dies liefert eine sehr genaue Vorhersage des Verhaltens im elastischen und im plastischen Lastniveau für Anschlüsse mit bekannten Hebelarmen der Schnittgrößen. Der Nachteil von CM liegt darin, dass die experimentelle Auswertung der Verteilung der Schnittgrößen nur für eine begrenzte Anzahl an Anschlusskonfigurationen mit offenem Querschnitt verfügbar ist.

In heutigen wissenschaftlichen Arbeiten findet sich auch eine Beschreibung untypischer Komponenten. Die Verwendung dieser Ansätze und die Randbedingungen sind bei der Bemessung sehr unsicher. Die CM wurde nicht für Handrechnungen, sondern als Methode für die Ausarbeitung von Bemessungstabellen oder für Softwaretools entwickelt.

Modelle von Hohlprofilverbindungen werden in Kap. 7 von EN1993-1-8:2006 [5] durch Kurvenanpassung, basierend auf mechanischen und numerischen Experimenten, beschrieben. Für die ausgewählte Anschlusskonfiguration wird die Komponentendarstellung erstellt [9], die auf der Auswahl der geeigneten Hebelarme und wirksamen Breiten basiert. Dieses Verfahren wird durch Entnahme der Tragfähigkeit aus dem Verfahren der Kurvenanpassung begrenzt. Das Verhalten der Komponenten wird rückwärts berechnet und stützt sich weder auf Experimente noch auf gute Ingenieurspraxis.

Empfehlungen für die Bemessung durch erweiterte Modellierung im Stahlbau sind in Kapitel 5 und Anhang C von EN 1993-1-5:2005 [10] gegeben. Die Finite-Elemente-Analyse (FEA) für Verbindungen wird seit den 1970er-Jahren als forschungsorientierte FEA (ROFEA) verwendet. Ihre Fähigkeit, das tatsächliche Verhalten von Verbindungen auszudrücken, macht numerische Untersuchungen zu einer brauchbaren Alternative zu Versuchen und zur Quelle zusätzlicher Informationen über lokale Dehnungen. Das Material in der ROFEA wird häufig durch reale Spannungs-Dehnungs- oder Schadensmodelle beschrieben, die Änderungen über und entlang des Querschnitts einbeziehen.

Der Validierungs- und Verifizierungsprozess (V & V) von Modellen ist wesentlicher Bestandteil des ROFEA-Verfahrens [11] und basiert häufig auf eigenen Forschungsexperimenten. Die komponentenbasierte Finite-Elemente-Analyse (CBFEM) von Strukturverbindungen ist dabei das aktuelle Bemessungswerkzeug.

Da die Rechenwerkzeuge allgemein verfügbar und auch für relativ unerfahrene Ingenieure einfach zu bedienen sind, sollte bei der Beurteilung der Ergebnisse von Berechnungsanalysen das richtige Verfahren angewendet werden. Das detaillierte Verfahren zur Verifizierung von CBFEM wurde ausgearbeitet [12]. In einer solchen Situation gewinnt der durch Benchmark-Tests durchgeführte Verifizierungsprozess an entscheidender Bedeutung.

Das CBFEM-Modell ermöglicht eine genaue Anschlussbemessung mit allgemein belasteten Anschlüssen mit komplexer Geometrie. Wie bei jeder Bemessung mit Schalen sollte auf die Position der Auflager und Lasten geachtet werden [12].

## 2 Komponentenbasierte Finite-Elemente-Methode

### 2.1 Material und Platten in bemessungsorientierten Modellen

Gängige Werkstoffdiagramme, die bei der Bemessung durch Finite-Elemente-Modellierung von Baustahl verwendet werden, sind das idealplastische oder elastoplastische Modell mit Kaltverfestigung. Das elastoplastische Material mit Kaltverfestigung ist nach EN 1993-1-5 [10] modelliert. Das Materialverhalten basiert auf dem von-Mises-Fließkriterium.

Dabei wird angenommen, dass sich das Material vor Erreichen der Streckgrenze  $f_y$  elastisch verhält. Das Kriterium für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für den nicht knickanfälligen Bereich ist das Erreichen des Grenzwerts der Hauptmembrandehnung, für die ein Wert von 5% empfohlen wird.

Für die Modellierung von Platten bei der Bemessung der FEA von Strukturverbindungen werden Schalenelemente empfohlen. Verwendet werden viereckige, quadratische Schalenelemente mit Knoten an den Ecken. In jedem Knoten werden sechs Freiheitsgrade berücksichtigt: drei Translationen ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) und drei Rotationen ( $\varphi_x$ ,  $\varphi_y$ ,  $\varphi_z$ ). Die Verformungen des Elements werden in Membran- und Biegekomponenten unterteilt. Die Formulierung des Tragverhaltens der Schale basiert auf der Arbeit von Ibrahimbegovic [13].

Es werden Rotationen senkrecht zur Ebene des Elements berücksichtigt. Eine vollständige räumliche Beschreibung des Elements ist möglich. Die Scherverformungen außerhalb der Ebene fließen in die Formulierung des Biegeverhaltens der Elemente nach der Mindlin-Hypothese ein.

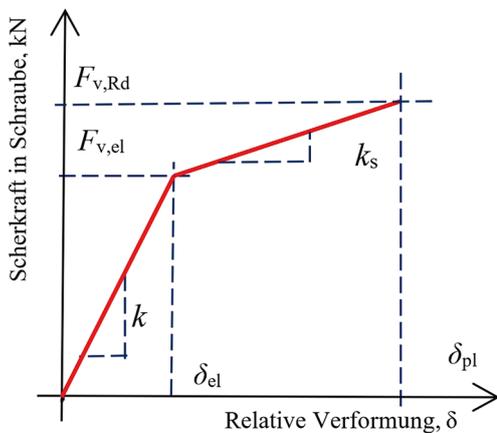
Vervollständigt wurde die Lösung durch Dvorkin in [14] mittels MITC4-Elemente. Die Schale wird entlang der Plattenhöhe in fünf Integrationspunkte unterteilt und das plastische Verhalten in jedem Punkt, Gauss-Lobatto-Integration genannt, analysiert. Der nichtlineare elastisch-plastische Zustand des Materials wird in jeder Ebene, basierend auf den bekannten Dehnungen, analysiert.

## 2.2 Schrauben

In der CBFEM wird die Komponente Schraube auf Schub und Zug durch eine abhängige nichtlineare Feder modelliert. Die Verformungssteifigkeit der Platte, die aus Schalenelementen besteht, verteilt die Kräfte zwischen den Schrauben und simuliert eine angemessene Lagerung der Platte. Die Anfangssteifigkeit und die Tragfähigkeit einer auf Schub belasteten Schraube in der CBFEM wird nach den Abs. 3.6 und 6.3.2 in EN1993-1-8:2006 [5] modelliert.

Die Feder, die die auf Schub belastete Schraube darstellt, hat ein bilineares Kraft-Verformungsverhalten (Bild 1). Die Verformungskapazität wird gemäß [11] betrachtet als

$$\delta_{pl} = 3 \delta_{el}. \quad (1)$$



**Bild 1** Kraft-Verformungsdiagramm einer auf Schub belasteten Schraube  
Force deformation diagram of the bolt in shear

Erwarteter Fließbeginn (Bild 1) bei

$$F_{v,el} = 2/3 F_{v,Rd}. \quad (2)$$

Die Feder einer auf Zug belasteten Schraube wird durch ihre anfängliche Verformungssteifigkeit, ihre Zugtragfähigkeit, ihren Fließbeginn und ihre Verformungskapazität beschrieben.

Die anfängliche Steifigkeit wird analytisch abgeleitet als

$$K_b = (E A_s)/L_b, \quad (3)$$

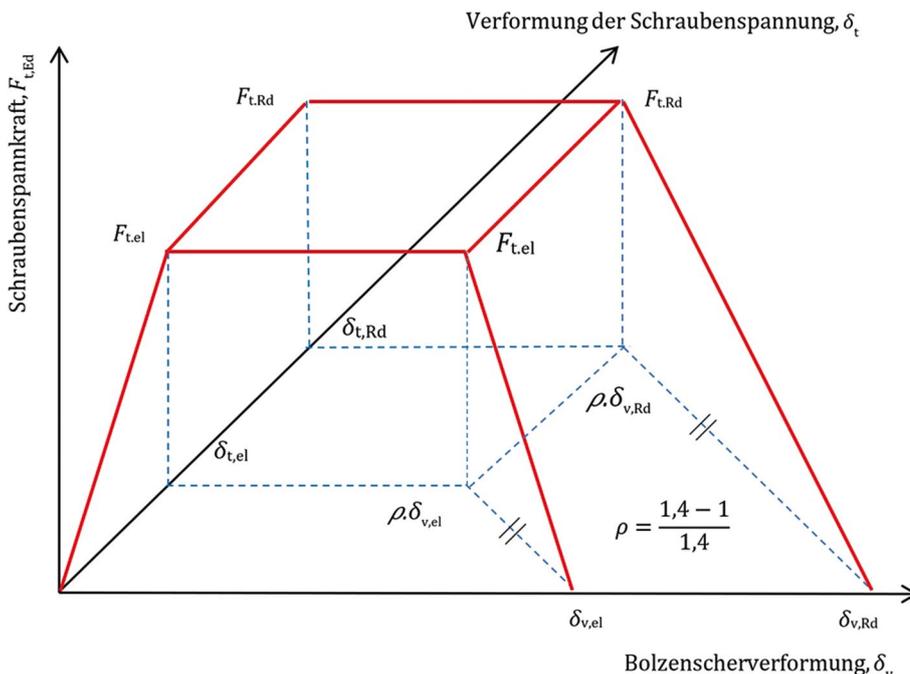
wobei  $E$  der Elastizitätsmodul,  $A_s$  der Zugspannungsbereich einer Schraube und  $L_b$  die Länge der Schraubendeckung ist.

Das Modell stimmt mit den experimentellen Daten gut überein [12]. Die Bemessungswerte nach ISO 898:2009 sind in [15] zusammengefasst.

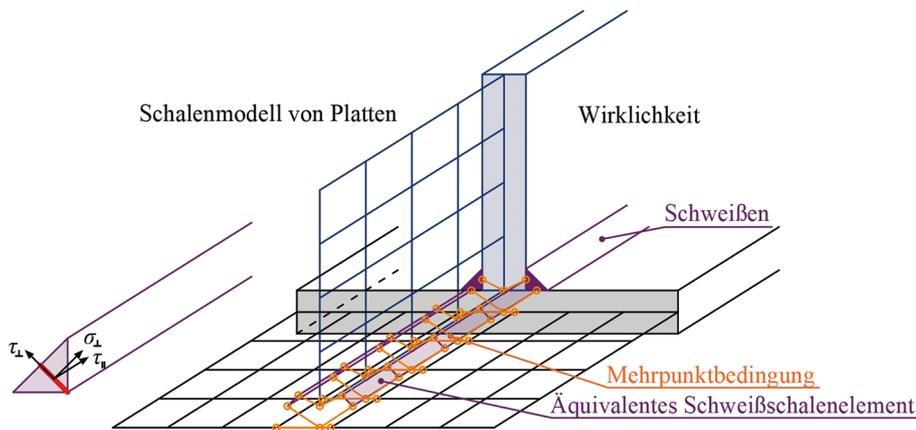
Die Kombination aus Schub- und Zugbelastung in einer Schraube ist in EN 1993-1-8:2005 [5] in Tabelle 3.4 durch einen bilinearen Bezug ausgedrückt und wird nachgewiesen als

$$\max \left\{ \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}, \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \right\} \leq 1,0, \quad (4)$$

wobei  $F_{v,Ed}$  die einwirkende Abscherkraft,  $F_{t,Ed}$  die einwirkende Zugkraft,  $F_{v,Rd}$  die Grenzscherkraft der Schraube und  $F_{t,Rd}$  die Grenzzugkraft der Schraube ist. Eine Bedingung zur Begrenzung der Tragfähigkeit der Schraube ist in Bild 2 gezeigt.



**Bild 2** Zugkraft der Schraube als Funktion von Verformung auf Zug und Scherung  
Bolt tension force as function of deformation in tension and shear



**Bild 3** Verbindung zwischen dem Schweißnahtelement und den Netzknoten der als Schalen modellierten Platten  
Constraint between the weld solid element and mesh nodes of plates modelled as shells

Das Zug- und Schubverhalten der Schraube in einem numerischen Modell wird durch ein bilineares Federmodell dargestellt. Die nichtlineare Feder hat ein besonderes Verhalten bei Interaktion von Schub- und Zugbelastung.

Die Abscher- und Zugkräfte werden als nichtlineare Funktionen von Schub- und Zugverformungen aus Regelflächen dargestellt (Bilder 1, 2), wobei  $\delta_s$  die Schubverformung der Schraube,  $\delta_t$  die Zugverformung der Schraube,  $\delta_{t,el}$  die Elastizitätsgrenze der Schraubenverformung,  $\delta_{t,Rd}$  die Schraubenverformung an ihrem Grenzwert,  $F_{t,el}$  die Schraubenkraft an der Elastizitätsgrenze und  $F_{t,Rd}$  die Grenzzugkraft ist.

Die Funktionen berücksichtigen die oben gezeigte Grenzbedingung der Interaktion. Klar ist, dass die Schraube drei Zustände annehmen kann: lineares Verhalten, plastischer Zustand auf reine Zugbeanspruchung und bei Interaktion von Schub- und Zugbelastung.

In der Konstruktion wird ein numerisches Modell simuliert, bei dem der Vorspannbolzen der Komponente entweder als nichtlineare Feder unter Verwendung der Vorspannkraft und Verformung oder durch Zurückhalten zwischen Oberflächen, die die Reibung darstellen, mit einer Feder, die eine Vorspannkraft im Bolzen enthält, simuliert wird.

Für die Bolzenkomponente, die durch die Vorspannkraft und ihre Schlupfverformung dargestellt wird, ist das Modell ähnlich einem herkömmlichen Bolzenmodell.

### 2.3 Schweißnähte

Die Stumpfnähte sind im Modell als Verbindung zwischen den Platten eingefügt und werden in der Bemessung als Grundmaterial behandelt. Für Kehlnähte wird zwischen den Platten ein schalenäquivalentes Element eingefügt.

Die Spannungen werden im Halsbereich auf die gleiche Weise wie im bevorzugt verwendeten analytischen Modell berechnet. Das äquivalente Schweißelement wird mit den

entsprechenden Schweißnahtabmessungen wie in Bild 3 dargestellt eingesetzt und berücksichtigt die Schweißnahtdicke, -position und -ausrichtung.

Es wird eine nichtlineare Materialanalyse angewendet, bei der das elastoplastische Materialmodell von Stahl betrachtet wird. Die Spannungsspitzen werden entlang der Schweißnahtlänge umgelagert.

Das Ziel des Schweißnahtmodells besteht nicht in der Erfassung von Spannungen innerhalb der Schweißnaht, der Wärmeinflusszone und des Grundmaterials, sondern darin, eine Verteilung der Kräfte zwischen den Platten zu bestimmen und den Bemessungsnachweis zu ermöglichen.

Der Materialunterschied entlang des Querschnitts der Schweißnaht, die Wärmeinflusszone, die Eigenspannungen und die Schrumpfung der Schweißnaht werden dabei vernachlässigt.

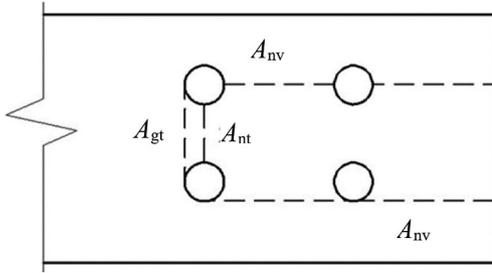
Die Verifizierung des Schweißnahtmodells für die Tragfähigkeit erfolgt gemäß den entsprechenden Normen. Für jede Norm wird ein geeignetes Bemessungsmodell ausgewählt. Die plastische Dehnung in den Stahlplatten, die durch Schweißnähte verbunden sind, wird auf 5% normiert, um die maximale plastische Plattendehnung im Anschluss zu garantieren.

## 3 Verifizierung auf Blockversagen

### 3.1 Analytische Modelle

Blockversagen tritt bei nicht optimaler Auslegung aufgrund der Tragwerksgeometrie auf. Dies ist der potenzielle Fehlermodus für Knotenbleche, Stirnplatten, gevoutete Träger, Einzel-/Doppelwinkel und T-Verbindungen, bei denen erhebliche Zug-/Schubkräfte auftreten, da nicht genügend Platz zur Einhaltung der Zwischen- und Endabstände der Schrauben vorhanden ist.

Das Blockversagen entsteht durch Fließen entlang der Schubebene und Bruch auf der Zugschubebene in einem ersten



**Bild 4** Versagensflächen während des Blockversagens;  $A_{gt}$  ist die zugbeanspruchte Bruttoquerschnittsfläche,  $A_{nt}$  ist die zugbeanspruchte Nettoquerschnittsfläche,  $A_{gv}$  ist die schubbeanspruchte Bruttoquerschnittsfläche und  $A_{nv}$  ist die schubbeanspruchte Nettoquerschnittsfläche ([20], dt. Version)  
 Failure planes during the block shear failure;  $A_{gt}$  is gross tensile plane,  $A_{nt}$  is net tensile plane,  $A_{gv}$  is gross shear plane, and  $A_{nv}$  is net shear plane

Modus. Im zweiten Modus kann es zu einem Fließen entlang der Zugebene und einem Bruch entlang der Schubebene kommen. Diese Fälle sind jedoch aufgrund der geringeren Duktilität von auf Zug belastetem Stahl im Vergleich zu Stahl mit Schubbelastung recht selten.

Bei Schraubverbindungen ist aufgrund der reduzierten Querschnittsfläche ein Blockriss vorhanden, was auch in Schweißverbindungen festgestellt werden kann.

Die gebräuchlichste Methode für die Bemessung gegen Blockversagen besteht in der Verwendung von Analysemodellen, die seit 1952 entwickelt [16] und 2005 auf den neuesten Stand der Technik gebracht wurden [17]. Vorteil dieser Modelle ist die Verwendbarkeit in den meisten Fällen und ihre einfache Anwendung (EN1993-1-8:2006 [5], AISC 360-10 [18], CSA S16-09 [19], prEN 1993-1-8 [20]). Der Widerstand wird in beiden kritischen Ebenen berechnet, die sowohl mit Schub als auch mit Zug belastet werden.

Bei zentrischer Belastung wird der Widerstand nach EN1993-1-8:2006 [5] abgeleitet als

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \right) f_y A_{nv} / \gamma_{M0}, \quad (5)$$

in zentrischer Belastung nach prEN 1993-1-8 [20] als

$$V_{\text{eff},2,\text{Rd}} = \left[ 0,5 A_{nt} f_u + \min \left( \frac{A_{gv} \cdot f_y}{\sqrt{3}}; \frac{A_{nv} f_u}{\sqrt{3}} \right) \right] / \gamma_{M2}, \quad (6)$$

bei exzentrischer Belastung nach EN1993-1-8:2006 [5] als

$$V_{\text{eff},2,\text{Rd}} = 0,5 \cdot \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \right) f_y A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (7)$$

und in exzentrischer Belastung nach prEN 1993-1-8 [20] als

$$V_{\text{eff},1,\text{Rd}} = \left[ A_{nt} f_u + \min \left( \frac{A_{gv} \cdot f_y}{\sqrt{3}}; \frac{A_{nv} f_u}{\sqrt{3}} \right) \right] / \gamma_{M2}. \quad (8)$$

In AISC 360-10 [18] werden in Gl. (9) die Kombinationsfaktoren  $U_{bs}$  mit 1,0 für konzentrische und 0,5 für exzentrische Lasten angewendet.

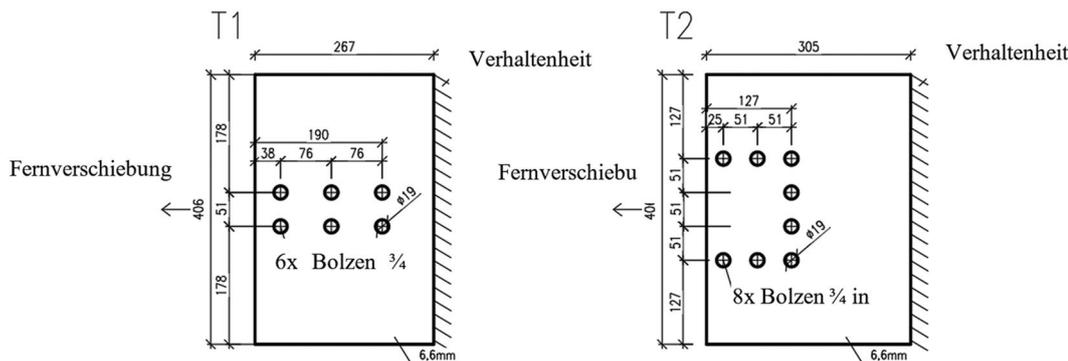
$$\phi R_n = \phi \left( 0,6 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0,6 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt} \right), \quad (9)$$

wobei  $f_y$  die Streckgrenze,  $f_u$  die Zugfestigkeit und  $\gamma_{M2}$ ,  $\phi$ ,  $\phi_u$  die Sicherheitsfaktoren sind. Für die zugbeanspruchte Bruttoquerschnittsfläche  $A_{gt}$ , die zugbeanspruchte Nettoquerschnittsfläche  $A_{nt}$ , die bruttoschubbeanspruchte Bruttoquerschnittsfläche  $A_{gv}$  und die schubbeanspruchte Nettoquerschnittsfläche  $A_{nv}$  siehe Bild 4. In CSA S16-09 [19] gilt  $U_t = 1,0$  für konzentrische und 0,5 für exzentrische Lasten in

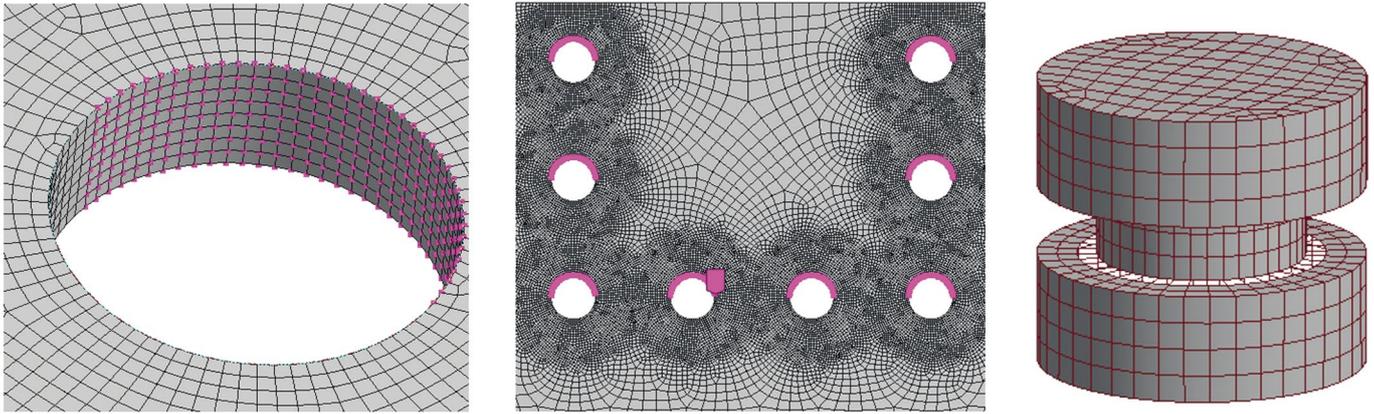
$$T_r = \phi_u \left[ U_t A_{nt} f_u + 0,6 A_{gv} \frac{f_y + f_u}{2} \right] \quad (10)$$

### 3.2 Validierung

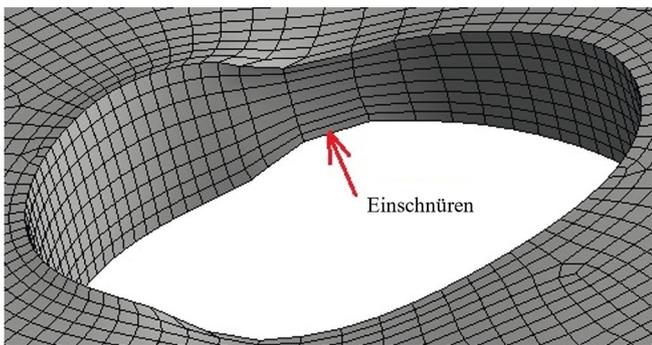
Die Versuche von Huns et al. [21] werden zur Validierung von ROFEA verwendet, die von Sekal [22] in der ANSYS-Software erstellt wurden. Die Geometrien der getesteten Proben sind in den Bildern 4, 5 dargestellt. Die getesteten Knotenbleche sind 6,6 mm dick, die Schrauben haben einen Durchmesser von 19,05 mm und die Schraubenlöcher sind passgenau gebohrt, daher sind die Schrauben direkt auf Kontakt.



**Bild 5** Experimente T1 und T2 von Huns et al. [21]  
 Experiments T1 and T2 by Huns et al. [21]



**Bild 6** Das verfeinerte Netz an den Schraubenlöchern und der vereinfachte Schraubenkörper in der ROFEA [22]  
The fine mesh around the bolt holes and simplified body of bolt in ROFEA [22]



**Bild 7** Verformtes Schraubenloch, Einschnürung an der zugbeanspruchten Fläche (tension plane) [22]  
Deformed bolt hole, necking on a tension plane [22]

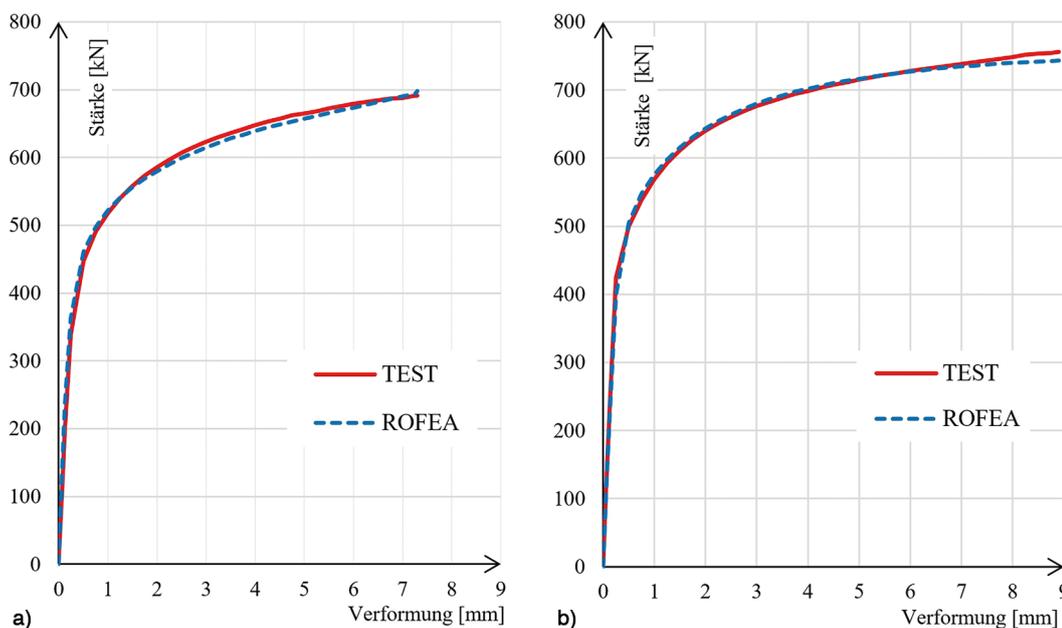
Die Schrauben sorgen nur auf dem Halbkreis des Schraubenlochs für Kontakt. Die Verschiebungen in allen Löchern sind gekoppelt.

Um Rechenzeit zu sparen, wird das dichte Netz nur in Bereichen verwendet, in denen ein hohes Gefälle (high gradient) zu erwarten ist – lokal um die Schraubenlöcher mit einem radial strukturierten Raster (radially structured grid).

Das Modell besteht aus 190 264 Hexaederelementen und benötigt rd. 26 h Rechenzeit auf dem TUM-Server. Im Endzustand zeigt das Loch eine große Einschnürung in der Zugebene (Bild 7).

Für das Materialmodell wird das wahre Spannungs-Dehnungsdiagramm verwendet. Angewendet wird ein Element mit hexagonalem Typ (Bild 6). Es werden nur die dünnsten Platten, die zum Versagen neigen, modelliert.

Trotz einiger Unterschiede zwischen numerischer Simulation und physikalischen Versuchen gibt es eine gute Übereinstimmungsrate zu den getesteten Parametern (Bild 8). Die maximale Differenz zwischen den Vergleichswerten beträgt 20% bei der Anfangssteifigkeit des



**Bild 8** Validierung der ROFEA bzgl. globaler Verformung: a) Probe T1, b) Probe T2  
Validation of ROFEA on global deformation

**Tab. 1** Validierung der Proben T1 und T2 [22]  
Validation of specimens T1 and T2 [22]

	Probe T1			Probe T2		
	Versuch	ROFEA	Vers./ROFEA	Versuch	ROFEA	Vers./ROFEA
$N_{j,ini}$ [MN/m]	1717,7	2153,4	0,80	1846,4	1773,1	1,04
$F_{peak}$ [kN]	691,2	698,1	0,99	756,0	742,9	1,02
$F_{2mm}$ [kN]	586,2	580,1	1,01	639,9	643,3	0,99
$F_{0,05}$ [kN]	N/A	486,3	N/A	N/A	421,0	N/A
$F_{2/3}$ [kN]	663,0	654,5	1,01	727,0	726,5	1,00

T1-Modells (Tab. 1). Für die Anfangssteifigkeit ist die höhere Differenz akzeptabel, da der Wert von Faktoren abhängt, z.B. ob die Schrauben zu Beginn des physikalischen Versuchs tatsächlich auf Lochleibung belastet wurden oder ob die Größe der Elemente um die Schraubenlöcher bei ROFEA angemessen gewählt war. Abgesehen von diesem Wert variieren die anderen Parameter jedoch nur um bis zu 4%, sodass die Modelle für die weitere bemessungsorientierte Modellverifizierung der CBFEM verwendet werden können. Des Weiteren ist anzumerken, dass bei einem verformten numerischen Modell typische Anzeichen für einen Mechanismus für Blockversagen beobachtet werden können, wie die Einschnürung in der Zugebene oder das Plastizieren der Schraubenlöcher in der äußeren Ebene (on outer plane) etc. Die gute Übereinstimmung zwischen numerischer Simulation und Versuch ist auch den Informationen und Daten zu verdanken, die aus der Arbeit [23] stammen, in der die Autoren die Validierung selbst durchgeführt haben.

### 3.3 Verifizierung

Das bemessungsorientierte CBFEM-Modell verwendet Schalenelemente mit einem groben Netz, das in der Nähe von Schraubenlöchern vordefiniert ist. Schrauben werden als nichtlineare Federn modelliert, die mit den Kno-

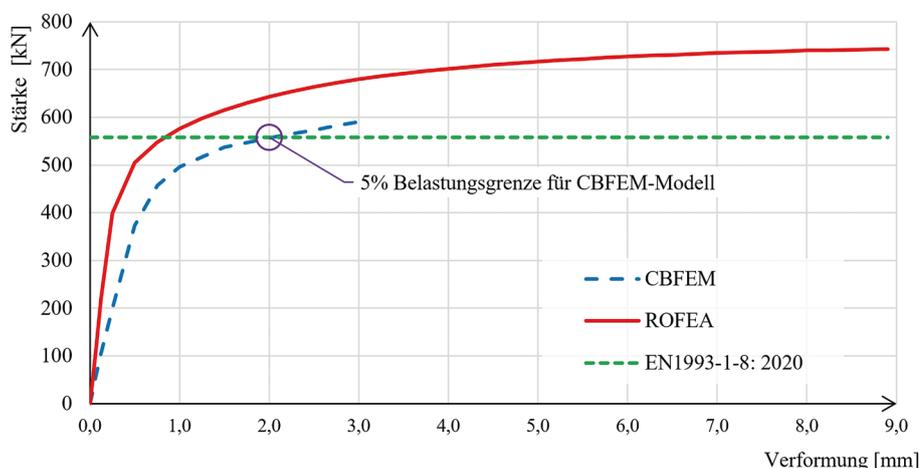
ten an den Kanten der Schraubenlöcher durch Verknüpfungen verbunden sind. Für Platten wird das bilineare Materialdiagramm mit vernachlässigbarer Dehnungshärtung verwendet. Bei Erreichen der plastischen Dehnung an der Platte von 5% wird bei einer Schraubengruppe der Grenzwiderstand bei Lochleibung (bearing and hole tear-out resistances) bestimmt.

Der Vergleich der Vorhersage von CBFEM zu ROFEA und den analytischen Modellen ist in Bild 9 dargestellt. Das ROFEA-Modell lässt jeglichen Schlupf außer Acht, wohingegen in der CBFEM das Schubmodell von Schrauben normgerecht mit der Annahme der regulären Schraubenlöcher approximiert wird.

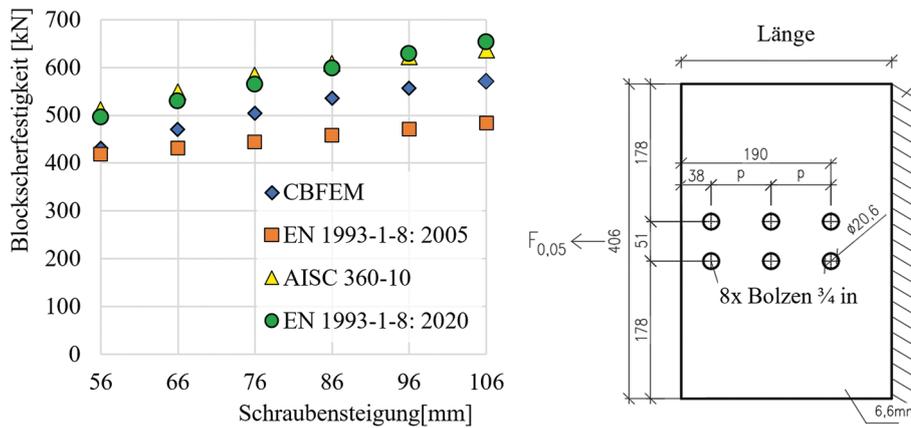
### 3.4 Untersuchen der Sensitivität

Die Geometrie der Probe T1 wurde für die Untersuchung des Widerstands gegen Blockversagen durch Änderung der Schraubenabstände (Bild 10) und der Plattendicke (Bild 11) verwendet.

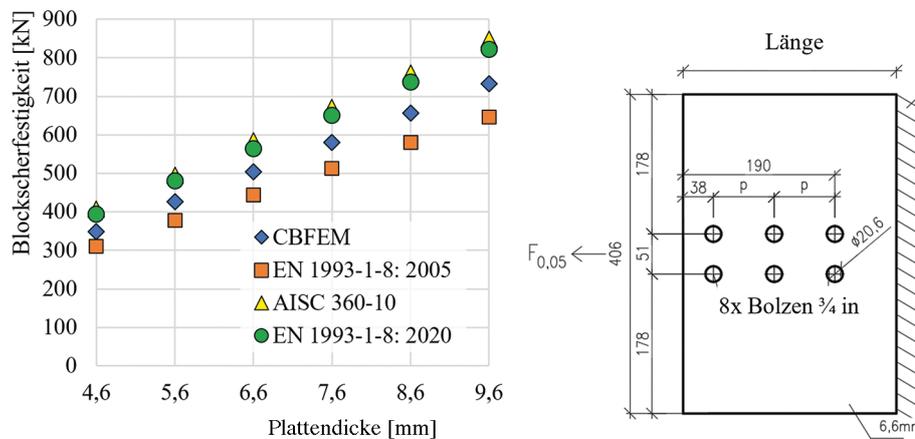
Die Modelle zeigen erwartete Ergebnisse, wobei die Modelle des EN1993-1-8:2006 [5] die konservativsten Ergebnisse liefern, gefolgt von CBFEM, prEN 1993-1-8 [20] und AISC 360-10 [18].



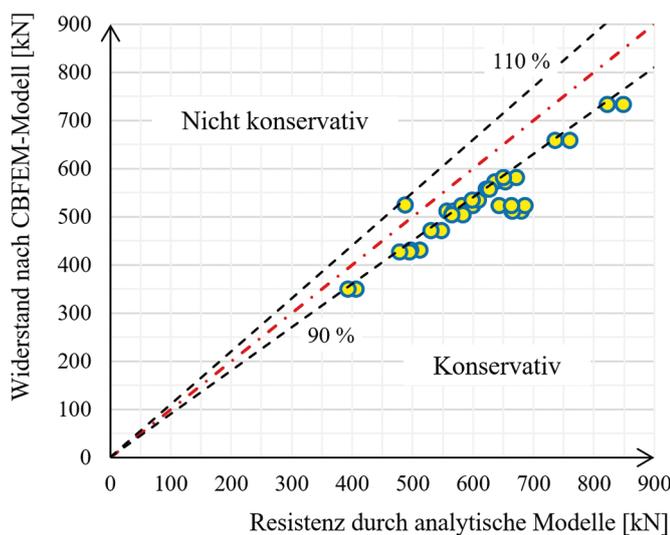
**Bild 9** Verifizierung der DOFEA (CBFEM) an die ROFEA am Probekörper T2 [22]  
Verification of the DOFEA (CBFEM) to the ROFEA on specimen T2 [22]



**Bild 10** Untersuchung der Sensitivität des Widerstands gegen Blockversagen für unterschiedliche Schraubenabstände (bolt pitch) [22]  
Sensitivity study of block shear resistance for bolt pitch [22]



**Bild 11** Untersuchung der Sensitivität des Widerstands gegen Blockversagen für unterschiedliche Plattendicke [22]  
Sensitivity study of block shear resistance for plate thickness [22]



**Bild 12** Verifizierung des CBFEM-Modells zum analytischen Modell [22]  
Verification of CBFEM model to analytical model [22]

Die Untersuchung der Sensitivität ist in Bild 12 zusammengefasst, die eine konstante Vorhersage des Widerstands gegen Blockversagen bei symmetrischer Belastung zeigt.

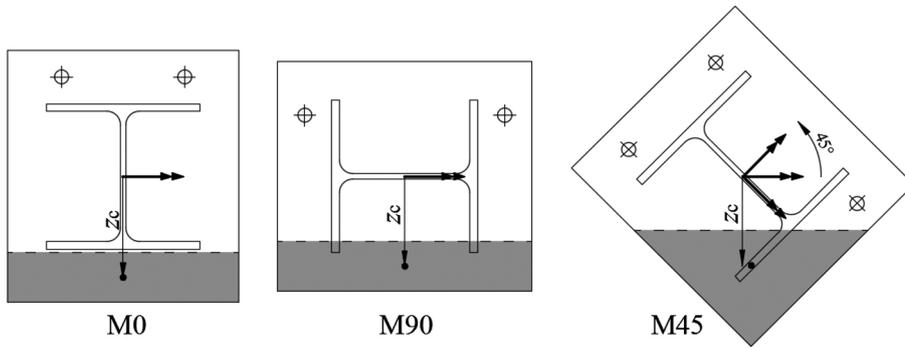
## 4 Verifizierung der Fußplatte

### 4.1 Experimentelles Programm

Bei der Bemessung von Stützenfußplatten mit räumlichem Belastungszustand mit einer nachgiebigen Fußplatte werden der Beton unter der Fußplatte sowie das Verankerungssystem, das auch stark vom Verhalten der nachgiebigen Fußplatte beeinflusst wird, auf Bruchversagen untersucht [4].

Kürzlich wurde im Labor der INSA Rennes ein komplexes Versuchsprogramm durchgeführt, das in [24] genauer beschrieben wird. Mit einer Reihe von sechs Tests an Stützenfußplatten, die reiner Biegung unterliegen (in der Ebene M0; rechtwinklig zur Ebene M90; zweiachsiges Biegemoment M45), war es möglich, den Einfluss der Dicke der Fußplatte und der Richtung des Biegemoments auf globales Tragverhalten zu untersuchen.

Das Versuchsprogramm wurde durch eine umfangreiche numerische Studie ergänzt, die sich auf das Verhalten von Stützenfußplatten bei einer Kombination von einachsigem oder zweiachsigem Biegemoment mit axialer Zug-/Druckkraft konzentrierte. Diese Studie ermöglichte es,



**Bild 13** Position des Druckpunkts  $z_c$  für Lastfälle M0, M90 und M45  
Position of the centre of compression  $z_c$  for M0, M90 and M45 loading cases

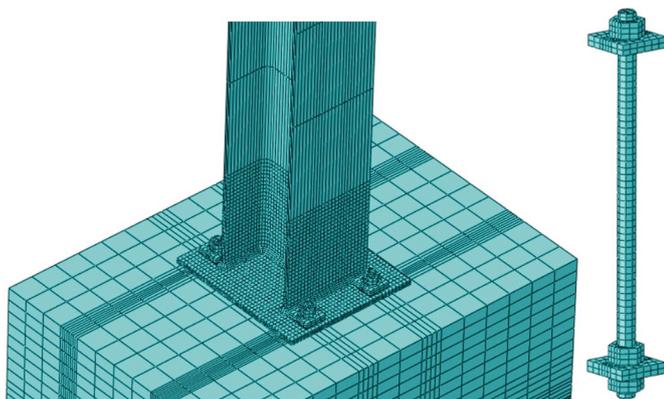
weitere Informationen über den Druckbereich unter der nachgiebigen Fußplatte zu erhalten (Bild 13).

#### 4.2 Forschungsorientierte Finite-Elemente-Analyse

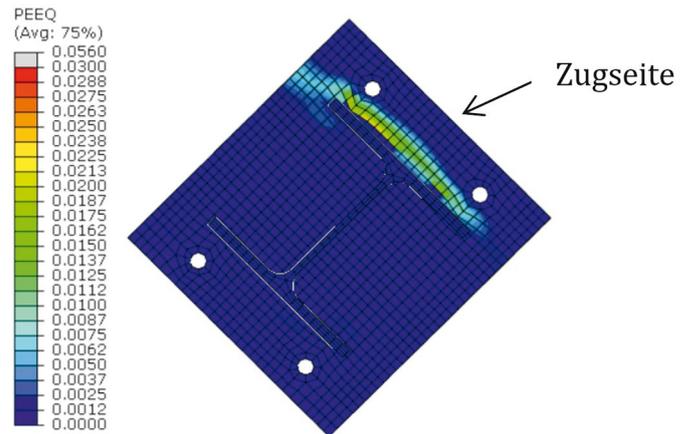
Mit der FEA-Software ABAQUS wurde ein numerisches Modell zur weiteren Untersuchung des Verhaltens der getesteten Stützenfußplatten erstellt. Die Hauptelemente der Teile – Fußplatte, Stütze, Schweißnähte und Beton – wurden mittels räumlich verformbarer Volumenelemente modelliert, mit Ausnahme der Betonbewehrung, die mittels linearer Stabelemente (je zwei Knoten) modelliert wurde. In den Finite-Elemente-Modellen wurden die tatsächlichen Probekörperabmessungen verwendet. Die Modelle berücksichtigen Nichtlinearitäten aus Geometrie, Material und Interaktionen des Kontakts.

Aufgrund der asymmetrisch aufgetragenen Last und des zweiachsigen Biegemoments wurde die in [24] beschriebene komplette Prüfvorrichtung modelliert. Um die für die Simulation benötigte Rechenzeit zu verkürzen, wurden je nach Wichtigkeit der Bauteile unterschiedliche Netzgrößen gewählt, wie in Bild 14 gezeigt wird. Für die Ankerschrauben wurde ein verfeinertes Netz verwendet, um die komplexe Spannungsverteilung während der Berechnung bis zum Versagen zu simulieren.

Um eine angemessene und physikalisch einwandfreie Spannungsverteilung an der Verbindungsfläche zwischen



**Bild 14** Vernetzung bei der Finiten-Elemente-Analyse  
Meshing of the finite element analyses



**Bild 15** Bruchlinienmuster der numerischen Simulation der Probe SPE1-M45 mit einer Fußplattendicke von 10 mm  
Yield line patterns obtained by the numerical simulations, specimen SPE1-M45 with the base plate thickness 10 mm

den Ankerschrauben und dem Beton zu erzielen, wurde für die mit den Ankerschrauben in Kontakt stehende Betonschicht eine feine Netzgröße gewählt. Für das verbleibende Betonmaterial wurde ein gröberes Netz gewählt, da diese Zone von geringem Interesse war. In Bereichen mit hohen Spannungskonzentrationen, wie z. B. Schweißnähten, musste die Netzgröße reduziert werden. Ebenso wurde in Bereichen, in denen Knicken und/oder Biegen erwartet wurde, wie z. B. in den Stützenflanschen und Fußplatten, die Anzahl der Elemente in Abhängigkeit von der Plattendicke festgelegt. Das Bruchlinienmuster, das sich aus numerischen Simulation der Probe SPE1-M45 mit einer Fußplattendicke von 10 mm ergab, ist in Bild 15 dargestellt.

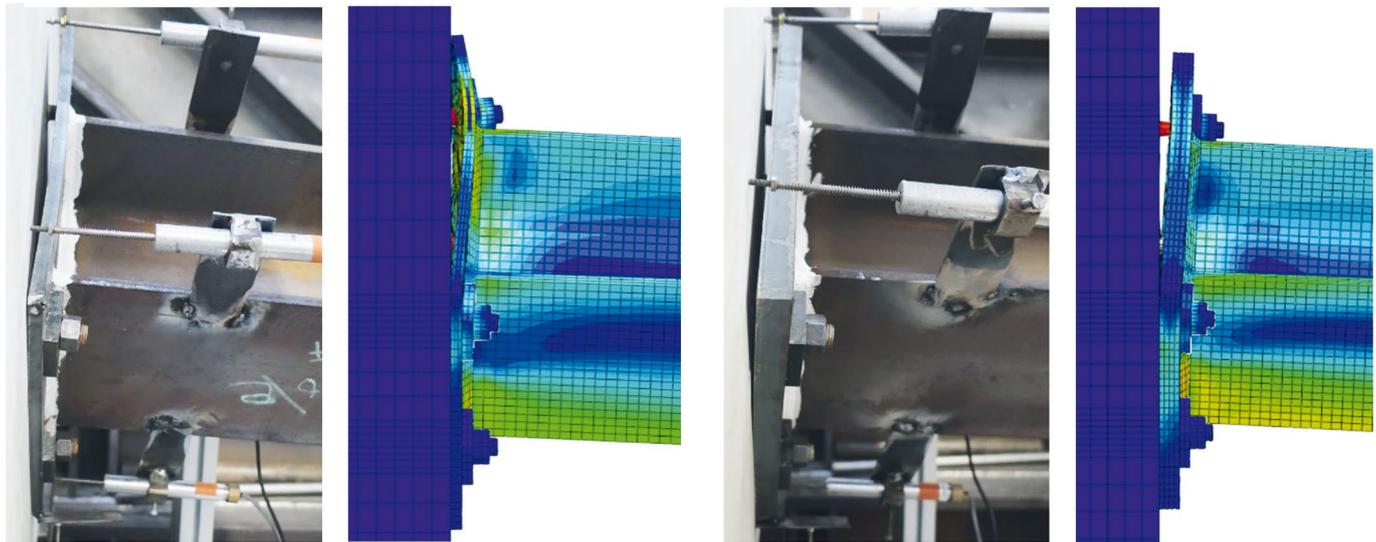
#### 4.3 Validierung

Ein Vergleich des plastischen Biegemoments und der anfänglichen Rotationssteifigkeit mit dem numerischen Modell und den experimentellen Versuchen ist in Tab. 2. angegeben.

Die numerische/experimentelle Biegetragfähigkeit ergibt sich durch die Überschneidung von anfänglicher Steifigkeit  $S_{j,ini}$  und zweiter Steifigkeit  $S_{j,ini}/10$ . Das Verformungsverhalten der DOFEA bei Fließen der Fußplatte

**Tab. 2** Vergleich der plastischen Tragfähigkeiten und der Anfangssteifigkeit von numerischen Modellen mit experimentellen Versuchen  
Comparison of the plastic resistances and initial stiffness from the numerical models and experimental tests

Probekörper	Experimentell		Numerisch		Exp./Num.	
	Anfangs-Rotationssteifigkeit $S_{j,ini,exp}$ [kNm/rad]	Plastisches Biegemoment $M_{j,pl,exp}$ [kNm]	Anfangs-Rotationssteifigkeit $S_{j,ini,num}$ [kNm/rad]	Plastisches Biegemoment $M_{j,pl,num}$ [kNm]	$S_{j,ini}$	$M_{j,pl}$
SPE1-M0	4117	37,7	4 163	35,1	0,99	1,07
SPE2-M0	7 189	42,9	7 536	46,2	0,95	0,93
SPE1-M90	2 028	28,2	2 061	26,4	0,98	1,07
SPE2-M90	3 120	35,9	2 712	37,9	1,15	0,95
SPE1-M45	2 440	32,0	2 853	32,5	0,86	0,98
SPE2-M45	3 205	36,6	4 571	38,2	0,70	0,96



**Bild 16** Verformungsvergleich der DOFEA bei Fließen der Fußplatte und Versagen der Ankerschrauben an den Proben SPE1-M45 und SPE2-M45  
Validation of DOFEA on yielding of the base plate and failure of anchor bolts on specimens SPE1-M45 and SPE2-M45

und das Versagen der Ankerschrauben an den Proben SPE1-M45 und SPE2-M45 sind in Bild 16 dargestellt. Ein Vergleich der Momenten-Rotationskurven wird in Bild 17 beschrieben.

Im Allgemeinen stimmen das Biegemoment und die anfängliche Rotationssteifigkeit, die aus den numerischen Simulationen für alle Probekörper erhalten wurden, gut mit den experimentellen Daten überein. Die Unterschiede sind mit einer Abweichung von  $< 7\%$  ausreichend gering. Der Wert der berechneten anfänglichen Rotationssteifigkeit für die Probe SPE2-M45 hat eine akzeptable Abweichung von  $< 30\%$ .

Diese Diskrepanz zwischen den experimentell und numerisch erhaltenen Ergebnissen ist auf den vereinfachten und eher konservativen Ansatz zurückzuführen, mit dem das Haftungsvermögen  $\tau_{max}$  zwischen Beton und Ankerschrauben modelliert wird. Dies hat einen signifikanten Einfluss auf die Anfangssteifigkeit  $S_{j,ini}$ . Die Tatsache, dass die anfänglichen geometrischen Imperfektionen der Fußplatten in den FE-Modellen nicht berücksichtigt werden, wirkt sich auch auf die Art und Weise aus, wie sich

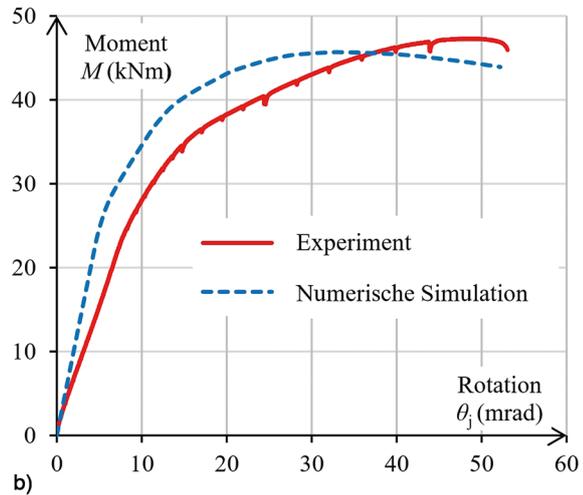
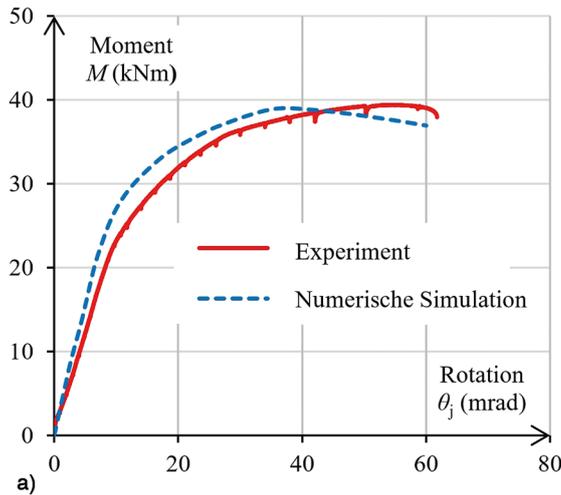
die Verbindung im elastischen System verformt, und folglich auf die Werte für die Steifigkeit und das plastische Biegemoment.

#### 4.4 Untersuchen der Sensitivität

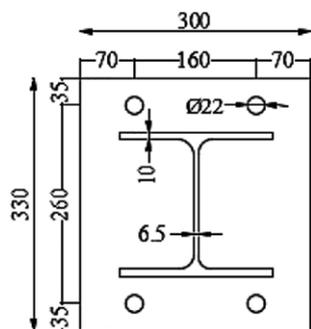
Der Einfluss der Fußplattendicke wird hinsichtlich Versagensart, Anfangssteifigkeit und Tragfähigkeit für eine in Bild 19 dargestellte Fußplatte mit einer Fußplattendicke von 10 mm (Probe P5) und 20 mm (Probe P6) analysiert.

Die Ergebnisse der FE-Berechnungen zeigen eine Zunahme des plastischen Biegemoments  $M_{j,pl}$  und des maximalen Biegemoments  $M_{j,u}$  der Verbindungstragfähigkeit bei zunehmender Fußplattendicke. Dies erklärt sich dadurch, dass eine Vergrößerung der Fußplattendicke zu einer Vergrößerung des Hebelarms  $z$  zwischen den resultierenden Kräften der Druck- und Zugseite führt.

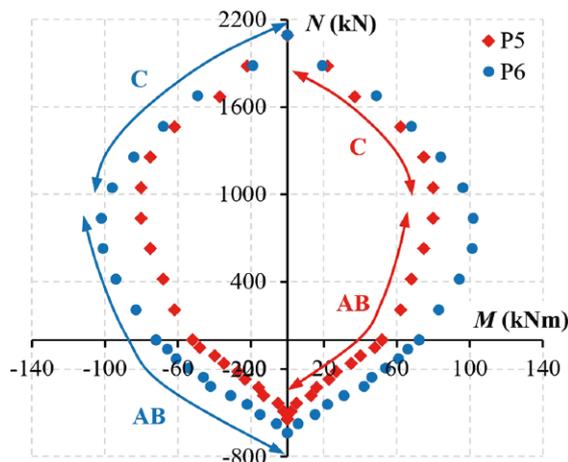
Im Gegensatz dazu führen hoch verformbare, dünne Fußplatten mit einer Dicke von 10 mm, wie dies auch bei den experimentellen Versuchen und numerischen Simulationen



**Bild 17** Validierung der ROFEA an Momenten-Rotationskurven für die Proben SPE-M45 in den Versuchsreihen: a) Probe SPE1-M45, b) Probe SPE2-M45  
Validation of ROFEA on moment-rotation curves for specimens SPE-M45 in test series



**Bild 18** Geometrie der Fußplatte  
Geometry of the base plate for the sensitivity study



**Bild 19** Moment-Normalkraftinteraktion für ein zweiachsiges Biegemoment, berechnet durch ROFEA für die Proben P5 und P6  
Moment-normal force interaction for biaxial bending moment calculated by ROFEA for specimens P5 and P6

nen beobachtet wurde, zu einer eher ungleichmäßigen Spannungsverteilung. Infolgedessen befindet sich eine hohe Spannungskonzentration in der Nähe des Stützenflansches bei gleichzeitig verringertem Hebelarm.

Die Vergrößerung der Fußplattendicke wirkt sich auch auf die Anfangssteifigkeit der Verbindungen aus. Obwohl

in einigen Fällen weniger ausgeprägt als in anderen, sind die Werte der Anfangssteifigkeit  $S_{j,ini}$  für dickere Fußplatten – aufgrund eines größeren Hebelarms und einer geringeren Verformung der Fußplatten – größer. In Bezug auf die Versagensformen wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Dicke der Fußplatte keinen besonderen Einfluss auf diesen Parameter hat.

#### 4.5 Verifizierung

In den grafischen Darstellungen in den Bildern 20–22 werden die Ergebnisse der CBFEM [25] mit der ROFEA verglichen. Die Hauptunterschiede zwischen beiden Modellen sind das Materialmodell, die Netzdichte sowie Beton- und Ankermodelle.

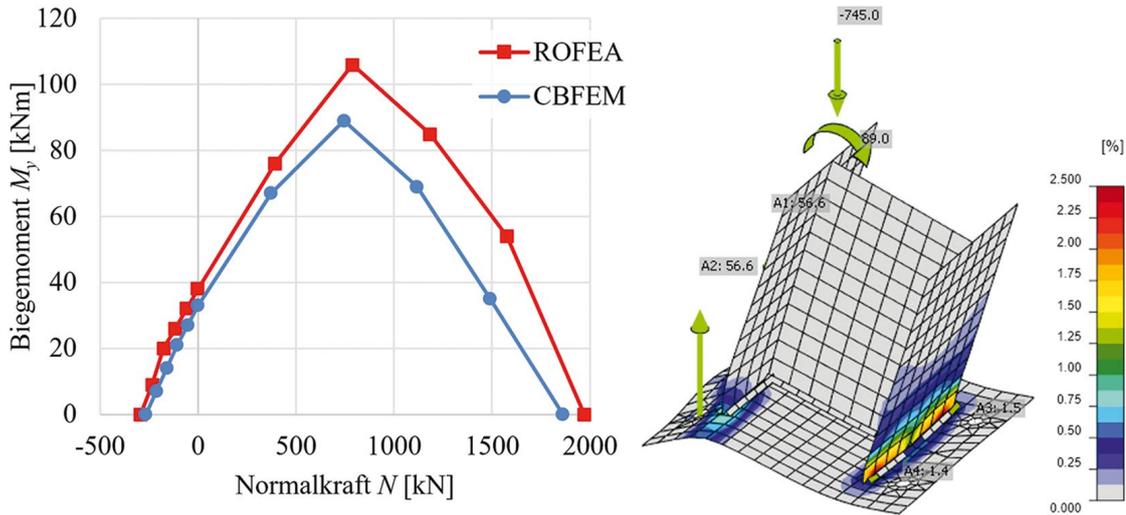
Die ROFEA verwendet ein multilineares Werkstoffdiagramm mit Verfestigung und plastischer Dehnung von bis zu 15%. Dies ist der Mindestwert für Baustahl in EN 1993-1-1:2005.

Auf der anderen Seite hat das CBFEM-Modell ein bilineares Materialdiagramm mit unwesentlicher Verfestigung, der plastische Bereich hat die Steigung  $E/1000$ . Die plastische Dehnung ist nach EN 1993-1-5:2005 auf 5% begrenzt.

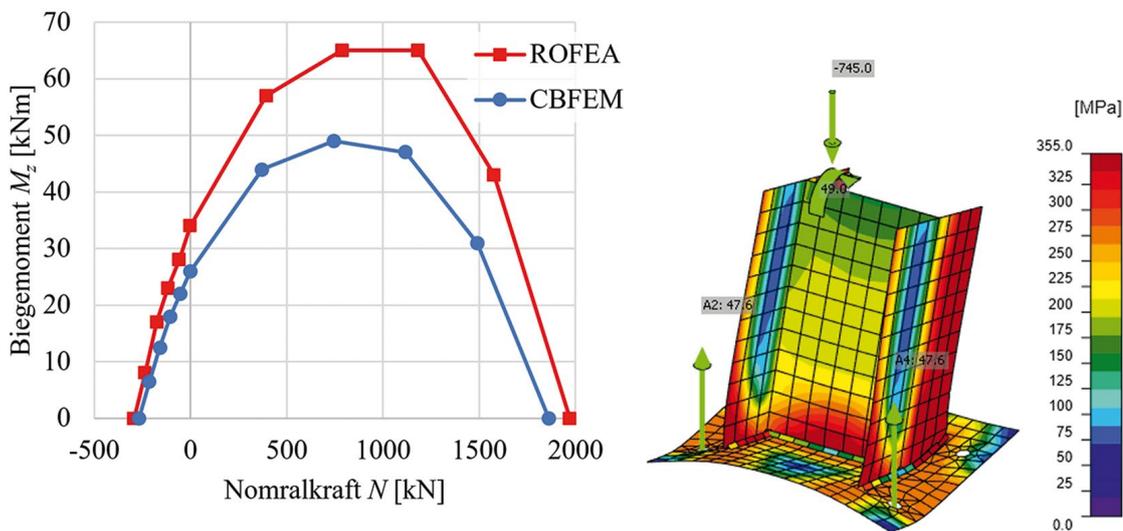
Weitere Unterschiede sind das Finite-Elemente-Modell des Betons und der Anker. Die CBFEM verwendet vereinfachte Annahmen, unter der die Grundplatte nach dem Winkler'schen Untergrundmodell abgebildet und einzelne Anker als einzelne Federn verwendet werden.

Der Widerstand der bilinearen Feder des Ankers wird nach EN 1993-1-8:2006 bestimmt, daher wird der Widerstand aufgrund von Spannungskonzentrationen in Gewindenähe um den Faktor 0,9 verringert.

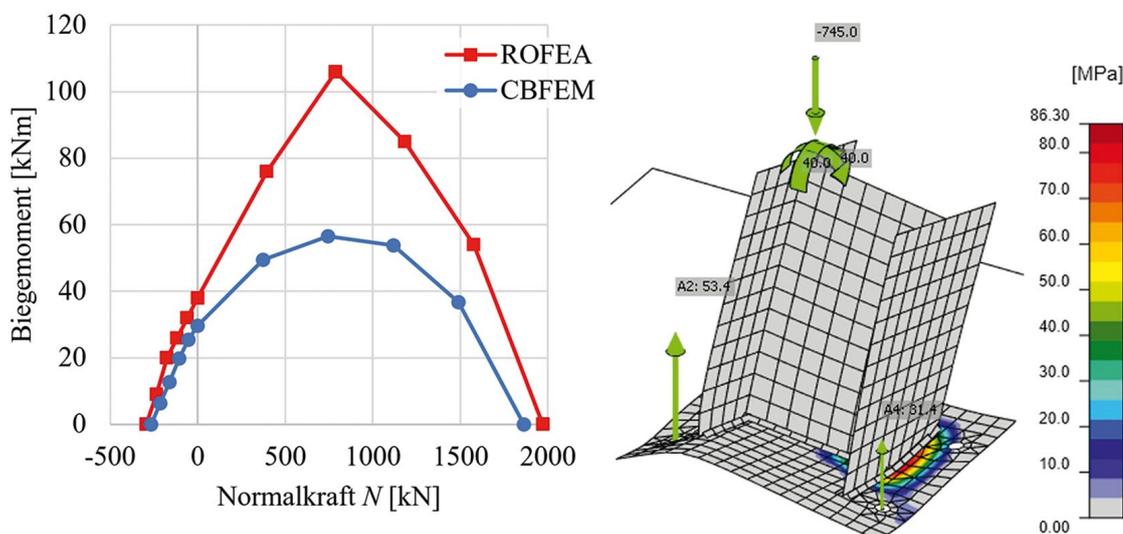
Der plastische Bereich beginnt bei einer Zugkraft, die der Ankerzug-Zugtragfähigkeit, multipliziert mit dem Ver-



**Bild 20** Vergleich der Tragfähigkeiten von CBFEM und ROFEA, plastische Verformung auf CBFEM-Modell – Biegung um die Hauptachse, Probe P1-M0  
Comparison of CBFEM and ROFEA in terms of resistance, plastic deformation on CBFEM model – bending around the main axis, sample P1-M0



**Bild 21** Vergleich der Tragfähigkeiten von CBFEM und ROFEA, Vergleichsspannung auf CBFEM-Modell – Biegung um die Nebenachse, Probe P1-M90  
Comparison of CBFEM and ROFEA in terms of resistance, stress on CBFEM model – bending around minor axis, sample P1-M90



**Bild 22** Vergleich der Tragfähigkeiten von CBFEM und ROFEA, Druck im Beton auf CBFEM-Modell – Biegung um beide Achsen (Probe P1-M45)  
Comparison of CBFEM and ROFEA in terms of resistance, bending around both axis – pressure in the concrete on the CBFEM model (sample P1-M45)

hältnis der Streckgrenze des Ankers zur Bruchfestigkeit, entspricht. Die Ankerzug-Zugtragfähigkeit wird bei einem Viertel der Bruchdehnung erreicht; in diesem Fall bei einer Dehnung von 2,5%.

Aufgrund des unterschiedlichen Materialmodells sind geringere Tragfähigkeiten durch die CBFEM zu erwarten. Der Aufbau von P1 wird in der Untersuchung mit allen durch die ROFEA untersuchten Lastkombinationen verwendet.

Der Aufbau von P1 ist identisch mit P5 (Bild 20), mit Ausnahme des Schraubendurchmessers von 16 mm statt 20 mm. Das CBFEM-Modell wird durch Druck- oder Zugkraft und ein Biegemoment um eine starke (Bild 21) oder schwache Achse (Bild 22) belastet.

Das Modell mit zweiachsiger Biegung wird durch ein Moment, das etwa dieselbe Ausnutzung um die starke und die schwache Achse erzeugt, belastet. Dies entspricht nicht ganz der Belastung in einem Winkel von 45°, da die Steifigkeit um beide Achsen unterschiedlich ist. Dies ist die Annahme, die in der ROFEA getroffen wird. Die Ergebnisse sind in Bild 22 zusammengefasst.

Die Tragfähigkeiten aus der CBFEM sind kleiner als die aus der ROFEA, die durch Stahlbleche ohne Verfestigung und den Reduktionsfaktor 0,9 für die Zugfestigkeit der Anker zustande kommt. Die Dehngrenze liegt in der CBFEM mit 5% für Platten und 2,5% für Anker ebenfalls niedriger.

In allen Fällen liefert die CBFEM im Vergleich zur ROFEA konservativere Ergebnisse. Der wesentlichste Unterschied besteht im Fall der zweiachsigen Biegung und der Kombination der Druckkraft mit den Biegemomenten.

## 5 Fazit

Die globalen Analysen von Stahlbauten werden heute mittels FEA durchgeführt, wohingegen die traditionellen Verfahren nicht mehr angewendet werden.

Die Ausarbeitung des CBFEM-Modells hilft im visuellen Aufzeigen aller möglichen Versagensformen und ergänzt das traditionelle Urteilsvermögen des Ingenieurs durch eine gute Vorhersage des Anschlussverhaltens und eine sichere genormte Widerstandsfähigkeit.

## Literatur

- [1] Zoetemeijer, P. (1985) *Summary of the Researches on Bolted Beam-to-Column Connections*. Report 6-85-7. University of Technology, Delft.
- [2] Steenhuis, M.; Gresnigt, N.; Weynand, K. (1994) *Pre-Design of Semi-Rigid Joints in Steel Frames* in: *Proceedings of the Second State of the Art Workshop on Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections*. COST C1, Prague, 28.–30. Oct. 1994. pp. 131–140.

Es wird erwartet, dass in der kommenden Generation der Eurocodes für Baustahl die Bemessungsgrundsätze in der FEA und ihre sichere Anwendung in prEN1993-1-14: Bemessung mit finiten Elementen [26] hervorgehoben werden, indem der Prozess der Systemantwortgröße für numerische Berechnungen und Bemessungsmodelle separat thematisiert werden.

Die Dehngrenzen müssen auf der Grundlage der Sicherheit von FEA-Anwendungen untersucht werden. Die CBFEM führt auch bei komplexen Anschlüssen zu einer guten und sicheren Vorhersage.

Die kommende Weiterentwicklung ist die geometrisch und materiell nichtlineare Analyse mit Bauteilimperfectionen bei Verbindungen mittels Schalenmodellen. Die Werkzeuge und Solver sind bereit [27]. BIM (Building Information Modeling) ermöglicht den Datenaustausch zwischen Zeichenwerkzeugen und FEA-Software und wird zur Ein- und Ausgabe bei Bemessungsnachweisen und Produktionsanlagen verwendet. Die mehrstufige FEA-Analyse der Stahlverbindungen auf Komponentenbasis (CBFEM) ersetzt die Kurvenanpassung und die Bemessung nach Komponentenmethode. Für die ordnungsgemäße und sichere Verwendung ist es erforderlich, ein gutes Verfahren zur Validierung und Verifizierung mit einer genau definierten Hierarchie zu verwenden.

Die gut verifizierten Modelle sind in der Lage, das Verhalten von allgemein belasteten, komplexen Verbindungen mit der Genauigkeit vorherzusagen, die in Benchmark-Fällen gezeigt wird, die in einer komplexen Hierarchie erstellt wurden, um die Eingabe, die Ausgabe und die Anwendung der Software zu überprüfen. Die präsentierten Ergebnisse für Blockversagen und die des Fußplattenanschlusses zeigen die gute Genauigkeit der Verifikation der CBFEM bei analytischen Modellen. In Fällen, in denen die CBFEM eine höhere Steifigkeit, Tragfähigkeit oder Verformungsfähigkeit aufweist, muss sie gegenüber der ROFEA verifiziert werden.

## Dank

Die Arbeit wurde im Rahmen des F&E-Projekts MERLION III unterstützt, das von der Technologieagentur der Tschechischen Republik unterstützt wird, Projekt TAČR Nr. FW01010392.

- [3] Jaspert, J. P. (2002) *Design of structural joints in building frames* in: *Progress in Structural Engineering and Materials*, no. 4, pp. 18–34.
- [4] Wald, F.; Sokol, Z.; Steenhuis, M.; Jaspert, J. P. (2008) *Component Method for Steel Column Bases* in: *Heron 53*, pp. 3–20.
- [5] EN1993-1-8 (2006) *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints*, CEN. CEN, Brussels.

- [6] EN1994-1-1 (2010) *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels.
- [7] Da Silva Simoes, L. (2008) *Towards a consistent design approach for steel joints under generalized loading* in: *Journal of Constructional Steel Research* 64, pp. 1059–1075.
- [8] Rasmussen, K. J. R.; Zhaob, X.; Yana, S.; Daia, L.; Zhua, Ch.; Jianga, L. (2019) *Recent developments of the Component Method* in: *Proceedings of Nordic Steel 2019*. Copenhagen, 18.–20. Sept. 2019. CE/Papers 3, no. 3–4, pp. 313–323, Berlin: Ernst & Sohn.
- [9] Jaspert, J. P.; Weynand, K. (2015) *Design of hollow section joints using the component method* in: Batista, E.; Vellasco, P.; Lima, L. [eds.] *Tubular Structures XV*. Proceedings of the 15<sup>th</sup> International Symposium on Tubular Structures. Rio de Janeiro, 27.–29. May 2015. pp. 403–410.
- [10] EN 1993-1-5 (2005) *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated Structural Elements*. CEN, Brussels.
- [11] Wald, F.; Kwasniewski, L.; Gödrich, L.; Kurejková, M. (2014) *Validation and verification procedures for connection design in steel structures* in: *12th International Conference on Steel, Space and Composite Structures*. Prague, 28.–30. May 2014. pp. 111–120.
- [12] Gödrich, L.; Wald, F.; Kabeláč, J.; Kuřiková, M. (2019) *Design finite element model of a bolted T-stub connection component* in: *Journal of Constructional Steel Research* 157, pp. 198–206.
- [13] Ibrahimbegovic, A.; Taylor, R. L.; Wilson, E. L. (1990) *A robust quadrilateral membrane element with drilling degrees of freedom* in: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 30, no. 3, pp. 445–457.
- [14] Dvorkin, E. N.; Bathe, K. J.; Continuo, A. (1984) *Mechanics Based Four Node Shell Element for General Nonlinear Analysis* in: *Engineering Computations* 1, no. 1, pp. 77–88.
- [15] ISO 898-1 (2009) *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel, Part 1, Bolts, screws and studs with specified, property classes, Coarse thread and fine pitch thread*. Geneva.
- [16] Whitmore, R. E. (1952) *Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates*. Bulletin No. 16, Engineering Experiment Station. University of Tennessee.
- [17] Driver, R. G.; Grondin, G. Y.; Kulak, G. L. (2006) *Unified block shear equation for achieving consistent reliability* in: *Journal of Constructional Steel Research* 62, pp. 210–222.
- [18] A360-10 (2010) *American National Standard – Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [19] CSA S16-09 (2016) *Steel Frame Design Manual*. Computers & Structures, Inc.
- [20] prEN 1993-1-8 (2019) *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-8: Design of joints. Final draft*. CEN, Brussels.
- [21] Huns, B. B. S.; Grondin, G. Y.; Driver, R. G. (2002) *Block Shear Behaviour of Bolted Gusset Plates*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta.
- [22] Sekal, D. (2019) *Analysis of Block Shear Failure* [Diploma Theses]. TU Munich, CTU Prague.
- [23] Wald, F. et al. (2019) *Benchmark cases for advanced design of structural steel connections*. Praha, Česká technika.
- [24] Da Silva Seco, L. (2019) *Column base plates under 3D loading* [Doctoral theses]. INSA Rennes.
- [25] IDEA Connection [ed.] (2019) Version 10.1. Theoretical background (online). IDEA StatiCa®. <https://resources.ideastatica.com/>
- [26] prEN1993-1-14 (2019) *Eurocode 3, Design of steel structures – Part 1-14: Design by finite element, First draft*. CEN, Brussels.
- [27] Wald, F.; Vild, M.; Vesecký, J.; Legner, Š.; Kabeláč, J.; Šabatka, L. (2019) *Multi-level joints and element design* in: *Proceedings of Nordic Steel 2019*. Copenhagen, 18.–20. Sept. 2019. CE/Papers 3, no. 3–4, pp. 379–384. Berlin: Ernst & Sohn.

**Autoren**

Prof. Dr.-Ing. František Wald (Korrespondenzautor)  
frantisek.wald@fsv.cvut.cz  
Czech Technical University in Prague  
Thákurova 7  
16629 Praha, Czech Republic

Dr.-Ing. Marta Kuřiková  
marta.kurikova@fsv.cvut.cz  
Czech Technical University in Prague  
Thákurova 7  
16629 Praha, Czech Republic

Ing. David Sekal  
david.sekal@fsv.cvut.cz  
Czech Technical University in Prague  
Thákurova 7  
16629 Praha, Czech Republic

Dr.-Ing. Martin Vild  
vild.m@fce.vutbr.cz  
Brno University of Technology  
Antonínská 548  
60200 Brno, Czech Republic

Dr.-Ing. Jaromír Kabeláč  
kabelac.j@fce.vutbr.cz  
Brno University of Technology  
Antonínská 548  
60200 Brno, Czech Republic

Dr.-Ing. Nadine Maier  
nadine.maier@tum.de  
Technische Universität München  
Arcisstraße 21  
80333 München

Dr.-Ing. Laura Da Silva Seco  
laura.da-silva-seco@insa-rennes.fr  
Institut National des Sciences Appliquées de Rennes  
20 Avenue des Buttes de Coesmes  
CS 70839  
35708 Rennes, France

Dr.-Ing. Maël Couchaux  
mael.couchaux@insa-rennes.fr  
Institut National des Sciences Appliquées de Rennes  
20 Avenue des Buttes de Coesmes  
CS 70839  
35708 Rennes, France

**Zitieren Sie diesen Beitrag**

Wald, F.; Vild, M.; Kuřiková, M.; Kabeláč, J.; Sekal, D.; Maier, N.; Da Silva Seco, L.; Couchaux, M. (2020) *Finite-Element-Bemessung von Stahlverbindungen basierend auf der Komponentenmethode*. *Stahlbau* 89, H. 5, S. 482–495. <https://doi.org/10.1002/stab.202000013>

Dieser Aufsatz wurde in einem Peer-Review-Verfahren begutachtet. Eingereicht: 14. Februar 2020; angenommen: 20. März 2020.