Abschlussbericht

Zuverlässigkeit von Stahlbauten in Deutschland auf Grundlage der neuen Eurocode-Generation an Beispielen

Evaluation, Bewertung und Empfehlungen

P 52-5-16.148.1-2079.21

Durchführende Forschungseinrichtungen:

RWTH Aachen

Institut für Stahlbau und Lehrstuhl für Stahlbau und Leichtmetallbau Mies-van-der-Rohe-Str.1 52074 Aachen

Leiter der Forschungseinrichtung: Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann Tel.: 0241 – 8025177 Fax: 0241 – 8022140 feldmann@stb.rwth-aachen.de

Beteiligter Mitarbeiter: Alexander Funke a.funke@stb.rwth-aachen.de Kevin Wolters k.wolters@stb.rwth-aachen.de

ETH Zürich

Departement Bau, Umwelt & GeomatikInstitut für KonstruProfessur für Stahlbau und VerbundbauPfaffenwaldring 7Stefano-Franscini-Platz 570569 Stuttgart8093 Zürich – Schweiz7

Leiter der Forschungseinrichtung: Prof. Dr. techn. Andreas Taras Tel.: +41 446334552 Fax.: +41 446334552 taras@ibk.baug.ethz.ch

Beteiligter Mitarbeiter: Robin Steinmetz steinmetz@ibk.baug.ethz.ch

Universität Stuttgart

Institut für Konstruktion und Entwurf Pfaffenwaldring 7 70569 Stuttgart

Leiterin der Forschungseinrichtung: Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann Tel.: 0711 – 685 66245 Fax: 0711 – 685 66236 ulrike.kuhlmann@ke.uni-stuttgart.de

Beteiligte Mitarbeiterin: Mareike von Arnim mareike.von-arnim@ke.uni-stuttgart.de

zur Vorlage bei:

Deutsches Institut für Bautechnik Kolonnenstraße 30 B 10829 Berlin

Inhaltsverzeichnis

1.	Probler	nstellung	6
2.	Forsch	ungsziel	8
3.	Vorhan	dene Untersuchungen und laufende Entwicklungen	9
4.	Vorgeh	ensweise	. 16
5.	Erstellu	ng Datengrundlage, Datenbehandlung und statistische Modellierung (AP 1).	. 17
	5.1 Stat	stische Datenerhebung auf Einwirkungsseite	. 17
	5.1.1	Lastmodelle	. 17
	5.1.2	Lastmodell für Eigengewicht	. 17
	5.1.3	Lastmodell für klimatische Einwirkungen (Wind, Schnee)	. 18
	5.1.4	Lastmodell für Nutzlasten	. 23
	5.2 Stat	stische Datenerhebung auf Widerstandsseite	. 25
	5.2.1	Werkstoffe	. 25
	5.2.2	Querschnittsabmessungen	. 25
	5.3 Erst	ellung Wichtungsbasis	. 28
	5.3.1	Einwohner über Deutschland	. 28
	5.3.2	Landnutzung Industrie	. 29
	5.3.3	Art der Stahlbauten	. 31
	5.3.4	Faltung Stahlbauten mit Industrie	. 32
	5.3.5	Vergleich Verteilung Stahlbauten mit Einwohnerzahlen	. 33
6.	Festleg	ung der statischen Systeme (AP 2)	. 35
	6.1 Stat	sche Systeme	. 35
	6.2 Last	ansätze	26
			. 30
	6.2.1	Allgemeines	. 36
	6.2.1 6.2.2	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht	. 36 . 36 . 36
	6.2.1 6.2.2 6.2.3	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind	. 36 . 36 . 36 . 36
	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee	. 36 . 36 . 36 . 36 . 39
	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast	. 36 . 36 . 36 . 36 . 39 . 40
	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze	. 36 . 36 . 36 . 39 . 40 . 42
	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze	. 36 . 36 . 36 . 39 . 40 . 42 . 43
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze combinationen en (AP 3)	. 36 . 36 . 36 . 39 . 40 . 42 . 43 . 43
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze kombinationen en (AP 3)	. 36 . 36 . 36 . 39 . 40 . 42 . 43 . 44
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze kombinationen en (AP 3) Ioden der Sicherheitstheorie Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden	.36 .36 .36 .39 .40 .42 .43 .44
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1 7.1.1 7.1.2	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze combinationen en (AP 3) ioden der Sicherheitstheorie Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden Level-Niveaus	. 36 . 36 . 36 . 36 . 36 . 36 . 36 . 36
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1 7.1.2 7.1.3	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht. Lastansatz Wind. Lastansatz Schnee. Lastansatz Nutzlast. usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze. kombinationen en (AP 3) noden der Sicherheitstheorie. Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden. Level-Niveaus. Methode mit FORM (Level II).	.36 .36 .36 .39 .40 .42 .42 .44 .44 .44 .44
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.1.4	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze kombinationen en (AP 3) noden der Sicherheitstheorie Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden Level-Niveaus Methode mit FORM (Level II) Vollprobabilistische Methoden (Level III)	.36 .36 .36 .39 .40 .42 .43 .44 .44 .45 .46 .47
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.1.4 7.2 Cod	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze kombinationen en (AP 3) noden der Sicherheitstheorie Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden Level-Niveaus Methode mit FORM (Level II) Vollprobabilistische Methoden (Level III)	.36 .36 .36 .39 .40 .42 .43 .44 .44 .44 .45 .46 .47 .48
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.1.4 7.2 Cod 7.2.1	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze kombinationen en (AP 3) noden der Sicherheitstheorie Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden Level-Niveaus Methode mit FORM (Level II) Vollprobabilistische Methoden (Level III) allgemein	.36 .36 .36 .39 .40 .42 .43 .44 .44 .44 .45 .46 .47 .48
7.	6.2.1 6.2.2 6.2.3 6.2.4 6.2.5 6.3 Einfl 6.4 Last Method 7.1 Meth 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.1.4 7.2 Cod 7.2.1 7.2.2	Allgemeines Lastansatz Eigengewicht Lastansatz Wind Lastansatz Schnee Lastansatz Nutzlast usslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze kombinationen en (AP 3) noden der Sicherheitstheorie Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden Level-Niveaus Methode mit FORM (Level II) Vollprobabilistische Methoden (Level III) Set an Teilsicherheitsbeiwerten	.36 .36 .36 .39 .40 .42 .43 .44 .44 .44 .44 .45 .46 .47 .48 .48 .50

	7.2.4	Verwendete allgemeine und statistische Parameter	54
	7.2.5	CodeCal-Berechnungen	55
	7.2.6	Zusammenfassung CodeCal-Berechnung	67
8.	Statistis	sche Parameter und Beschreibung von Verbindungen und Anschlüssen (Al	P 4)
0.			71
	8.1 Allge	meines	71
	8.2 Stati	stische Parameter für die Festigkeiten von Grundwerksof	fen.
	Schv	veißzusatzwerkstoffen und Schraubwerkstoffen	71
	8.2.1	Grundwerkstoffe	71
	8.2.2	Schweißzusatzwerkstoffe	73
	8.2.3	Schraubenwerkstoffe	74
	8.3 Für Trag	Kehl- und Stumpfnahtverbindungen werden Evaluationen zur Bestimmung fähigkeit und der Zuverlässigkeit durchgeführt	der 75
	8.3.1	Kehlnahtverbindungen	75
	8.3.2	Stumpfnahtverbindungen	77
	8.4 Für S mit c	Schraubverbindungen ist der Entwurf prEN1993-1-8 zu evaluieren und ein Vergle den bisherigen Regeln bezüglich des angestrebten Sicherheitsniveaus auszuwe	eich rten 80
	8.4.1	Schraubenverbindungen unter reiner Zugbeanspruchung	80
	8.4.2	Schraubenverbindungen unter reiner Scherbeanspruchung	81
	8.4.3	Lochleibung von Schraubenverbindungen	83
	8.5 Trag	fähigkeitsuntersuchung einer geschraubten, biegesteifen Rahmenecke	86
	8.5.1	Allgemeines	86
	8.5.2	Ausgangsberechnung der biegesteifen Rahmenecke mit T-Stummel	86
	8.5.3	Konvergenz der Monte Carlo Simulation	89
	8.5.4	Parameterstudie an biegesteifer Rahmenecke mit T-Stummel	90
	8.6 Vers	teckte Sicherheiten von Verbindungen und Anschlüssen	94
	8.6.1	Allgemeines	94
	8.6.2	Bemessungskonzepte	94
	8.6.3	Flankenkehlnaht	95
	8.6.4	Schraubenverbindungen	96
9.	Behand	lung nichtlinearer Einflüsse und Behandlung in der Flächenuntersuchung	(AP
	5)		. 97
	9.1 Grun	ndsätzliche Klärung des Einflusses von Nichtlinearitäten	97
	9.1.1	Einführungsbeispiel eines zentrisch beanspruchten Druckstabs	97
	9.1.2	Modellunsicherheiten	. 98
	9.1.3	Einfluss der Lastabfolge und Systemabhängigkeit	98
	9.1.4	Einfluss der Größenabstufung von Walzprofilen	. 99
	9.2 Unte	rsuchung der Nichtlinearität bei Rahmentragwerken anhand von Laststeigerunger	n 99
	9.2.1	Bemessung eines Hallensystems nach Eurocode	. 99
	9.2.2	Biegebeanspruchung infolge einzelner Einwirkungen	101
	9.2.3	Steigerung der Leiteinwirkungen der Eurocode-Lastkombinationen	101
	9.2.4	Auswertung für Winddruckbeiwerte aus Windkanalversuch	103

9.3	Modellunsicherheiten	109
9.3	.3.1 Berücksichtigung in probabilistischen Untersuchungen	109
9.4	Fazit nichtlineare Einflüsse	114
10. Ur	ntersuchung des Sicherheitszustands von Stahlbauten auf dem Gebiet Deutsc	hlands
(F	-lächenuntersuchungen)	115
10.1	Allgemeines und Verfahren	115
10.2	Grenzzustandsfunktion	115
10	0.2.1 Allgemeines	115
10.3	Streuung der Eingangsparameter und Modellunsicherheit	116
10.4	Eingangsparameter	116
10	0.4.1 Systeme	116
10	0.4.2 Einwirkung	117
10	0.4.3 Widerstand	118
10 5	Verietien in der Deskenreutine	119
10.5	Variation in der Rechenfoutine	119
10.6	Auswertung der Einzeiergebnisse durch Filterung und Wichtung	120
10	0.6.1 Aligemeine Auswenung	120
10	0.6.3 Wichtung der Systeme	121
10	0.6.4 Wichtung der Standorte	121
10.7	Fraebnisse	123
10	0.7.1 Maßgebende Ergebnisse	123
10	0.7.2 Weitere Ergebnisse	124
10	0.7.3 Versteckte Sicherheiten in den Berechnungen	124
10.8	Zusammenfassung der deutschlandweiten Sicherheitsuntersuchung von Stahlhoch	nbauten
		125
11. Zu	usammenfassung und Ausblick	126
11.1	Ergebniszusammenfassung	126
11.2	Inhaltszusammenfassung	128
11.3	Ausblick	130
40 14		400
12. LI	iteraturverzeichnis	132
13. Ar	nhang	137
13.1	Ermittlung normierter, charakteristischer Lasten für CodeCalibration Berechnunger	า 137
13.2	Weitere Klimastationen	138
13.3	Statistische Auswertung der weiteren Klimastationen	142
13.4	Verläufe der Schnittgröße infolge der Lastansätze für System 1	146

1. Problemstellung

In Deutschland legt DIN EN 1990 – Grundlagen der Tragwerksplanung von 2010 [DINEN1990] zusammen mit dem zugeordneten nationalen Anhang NA [DINEN1990NA] das Zuverlässigkeitsniveau für Konstruktionen im bauordnungsrechtlichen Bereich fest. Bis zu ihrer Einführung galten die "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" (GruSiBau) [DIN1981], die gleichwohl nicht zurückgezogen wurden, sondern u.a. weiterhin als "Hilfsmittel für die weitere Überarbeitung von EN 1990" angesehen werden.

Allerdings sind seit Erstellung der derzeit gültigen europäischen Normen für die Standsicherheit von Bauwerken zahlreiche Entwicklungen, insbesondere im Bereich der Zuverlässigkeit zu beobachten und weiter zu erwarten, nach denen man die mechanische Sicherheit im Stahlbau und auch in anderen Bereichen des konstruktiven Ingenieurbaus gegenüber den bis jetzt vorherrschenden Auffassungen durchaus unterschiedlich beurteilen kann.

Damit sind nicht nur einfache Anpassungen gemeint, wie z.B. die Aktualisierung statistischer Parameter, sondern es ist festzustellen, dass die Diskussionen in CEN/TC250/SC10 durch Entwicklungen im Joint Commitee for Structural Safety (JCSS) oder des *Probabilistic Model Code* des JCSS [JCSS2001] sowie der ISO 2394 [ISO2394] deutlich beeinflusst werden. Diskussionspunkte sind z.B. die Methoden zur Neu-Kalibrierung der Teilsicherheitsbeiwerte oder Zuverlässigkeitsanalysen im probabilistischen Sinne. Weitere Punkte betreffen die Bedeutung von Versagensfolgeklassen, die Neuorganisation der Grenzzustandsarten, ferner auch Fragen zum Systemverhalten und zu nichtlinearem Tragverhalten.

Mit M/515 der Europäischen Kommission wurde dem CEN/TC250/SC10 das Mandat einer entsprechenden Revision von EN 1990 [EN1990] erteilt. Einige der sodann von der WG1 des SC10 erarbeiteten Änderungsvorschläge sind jedoch vor dem Hintergrund der dadurch ausgelösten kontroversen Diskussion nicht in das Hauptdokument der prEN1990 in der Version des Formal Votes von 2022 [FprEN1990] eingeflossen. Es wurde vielmehr beschlossen, dass im Rahmen einer Adhoc-Gruppe des SC10 ("AHG Reliability"), in der auch Vertreter der Bemessungsnormen der einzelnen Bauweisen vertreten sind, ein "Technical Report" auf Ebene des Joint Research Centers (JRC) der Europäischen Kommission erstellt wird. Dieser soll einerseits den Hintergrund zum Sicherheitskonzept geben und andererseits für die nationalen Bauaufsichten ggfs. eine Anleitung zur Kalibration des zukünftigen Sicherheitsniveaus enthalten. Während der Laufzeit des vorliegenden Forschungsprojekts haben sich die Inhalte der Zwischenversionen des Technical Reports mehrmals verändert. Bei Abschluss dieses Forschungsprojekts lag eine als ungefähr endgültig anzusehende Version des Technical Reports [JRC2023] vor. Hierzu sind jedoch eine Reihe von Fragen und Themen aufgekommen.

- Neben der herkömmlichen Methode der Kalibrierung von Sicherheitsbeiwerten wird nun eine neue Methode vorgeschlagen, die deutliche Änderungen im Gefüge der Teilsicherheitsbeiwerte hervorrufen würde. Jedoch fehlt es an einer Begründung für eine solche alternative Kalibrierung.
- Die statistischen Verteilungen f
 ür die Stahlbauweise sind zum Teil erneuert worden. Die Interventionen des CEN/TC250/SC3 laufen dahin, dass der Technical Report die statistischen Verteilungen des SC3 annimmt. . Außerdem sind neue Ans
 ätze zur Modellunsicherheit hinzugekommen.
- 3. In dem aktuellen Technical Report werden keine expliziten Widerstandsmodelle verwendet, sondern nur noch eine pauschale übergeordnete Verteilung. Es stellt sich die Frage, ob dies den sehr ausdifferenzierten Bemessungsansätzen im Eurocode 3 wirklich entspricht.

- 4. So bleiben auch die im Stahlbau eine wichtige Rolle spielenden Verbindungen und Anschlüsse in den Untersuchungen unberücksichtigt, sowie auch
- 5. die im Stahlbau regelmäßig angewendeten nicht-linearen Grenzzustände bleiben im Wesentlichen unbehandelt.

Sofern hier keine Untersuchungen zur Überprüfung und darauf aufbauend ggfs. Korrekturen getroffen werden, wird Ergebnis dieser Entwicklung sein, dass unabhängig von Zulässigkeit und Gültigkeit der getroffenen Annahmen und den gewählten Methoden nicht nur in Deutschland erhebliche Unsicherheiten über das zukünftige Vorgehen bei der Festlegung der Sicherheitselemente herrschen werden. Beunruhigend ist dabei auch der durch die vorgelegten Ergebnisse beginnend mit [CEN2017] wie auch durch den Technical Report [JRC2023] des CEN/TC250/SC10 erzeugte Eindruck, dass entgegen den gesammelten Praxiserfahrungen die derzeit gültigen Festlegungen nicht zutreffend seien.

Ein einschlägiges Hintergrunddokument fehlt allerdings, das die Fragen grundlegend aufarbeiten, die verschiedenen Ansätze und Randbedingungen klären, die Stahlbaubesonderheiten auch in Bezug auf Dinge wie Nichtlinearitäten und das Tragverhalten der Anschlüsse berücksichtigen und sich auf aktuelle und insbesondere repräsentative Daten beziehen würde, also die in den verschiedenen Bundesländern unterschiedliche Situation bezüglich Geographie, Klima, stahlbaulicher Systemtopologien und Bebauungsdichte etc. erfassen würde.

Basierend auf den aufzuzeigenden Hintergründen für das zu wählende Sicherheitsniveau der Eurocodes der neuen Generation und unter Einbezug der deutschen Besonderheiten, zielt das Forschungsprojekt darauf ab, eine Anleitung zur Kalibration des zukünftigen Sicherheitsniveaus deutscher Stahlbauten zu geben.

Im Allgemeinen wird damit eine ähnliche Idee des Technical Reports [JRC2023] aufgegriffen. Es ist aber zu erwarten, dass der allgemein für die EU erstellte Bericht weder die Thematik hinreichend erschöpfend behandeln, noch den besonderen Sicherheitsbedingungen Deutschlands und konstruktiven Verhältnissen von Stahlbauten in Deutschland entsprechen wird. Im Speziellen verfolgt das Forschungsprojekt also sowohl die Spezifika Deutschlands als auch die des Stahlbaus zu berücksichtigenden Umstände in den Sicherheitsansätzen, woraus Empfehlungen für die deutsche Bauaufsicht abgeleitet werden könnten.

So sollen zunächst nach den nunmehr verschiedenen Ansätzen die theoretisch ermittelbaren Sicherheitszustände vorhandener deutscher Stahlbauten repräsentativ erhoben, und aus den Ergebnissen der wirkliche Sicherheitszustand einschließlich seiner Nebenbedingungen abgeschätzt werden. Die gewonnenen Erkenntnisse geben so eine Entscheidungshilfe für die zukünftige Verfahrensweise und Festlegung der Sicherheit im Stahlbau.

Dabei sollen insbesondere die stahlbauspezifischen Bemessungsregeln und -algorithmen (des aktuellen und revidierten Eurocodes 3) und ein repräsentativer Querschnitt typischer Stahlbauten und Stahlbaudetails Berücksichtigung finden.

Des Weiteren baut das geplante Vorhaben auf den Ergebnissen des RFCS-Forschungsprojekts "*Sa-febrictile*" [DaS2017] zur Kalibration des Sicherheitsbeiwerts γ_M auf der Widerstandsseite auf. Dessen Ergebnisse sind zweifellos als die aktuellsten anzusehen.

Ferner muss zur wirklichen Beurteilung der Zuverlässigkeit auch die Lastseite mitberücksichtigt werden, und zwar für verschiedene diskutierte Zuverlässigkeitsniveaus und Referenzperioden.

Die Arbeiten sollen schließlich einen Beitrag für die in Revision bzw. in Erweiterung befindlichen GruSiBau (Version "2.0") liefern.

2. Forschungsziel

Ziel des Forschungsprojekts ist es, den Sicherheitszustand deutscher Stahlbauten nach verschiedenen Methoden unter Klärung der Hintergründe und der Auflösung ggfs. entstandener Widersprüche an repräsentativen Beispielen zu erheben. Aus den Ergebnissen soll der wirkliche Sicherheitszustand einschließlich seiner Nebenbedingungen abgeschätzt werden, gerade auch im Vergleich zum bisherigen Sicherheitsansatz. Die gewonnenen Erkenntnisse sollen eine Entscheidungshilfe für die zukünftige Verfahrensweise und Festlegung der Sicherheitsbedingungen im Stahlbau geben.

Das Forschungsprojekt verfolgt damit den Hinweis des CEN/TC250 im Rahmen der Erarbeitung der Nationalen Anhänge für die zukünftigen Eurocodes, auch den weiteren Entwicklungen der Sicherheitstheorie, den Produktentwicklungen und den ggfs. geänderten Bemessungsfunktionen Beachtung zu schenken. Eine diesbezügliche Erläuterung gibt auch der oben erwähnte Technical Report des Joint Research Centers der Europäischen Kommission [JRC2023].

Wie in Kapitel 3 beschrieben wird, ist aber schon jetzt zu befürchten, dass der allgemein für die EU erstellte Bericht die Dinge weder hinreichend erschöpfend behandelt, noch den besonderen Sicherheitsanforderungen Deutschlands, und auch nicht den konstruktiven Verhältnissen von Stahlbauten entspricht. Im Speziellen verfolgt das Forschungsprojekt also zutreffendere, sowohl die spezifischen Belange Deutschlands als auch die spezifischen Verhältnisse des Stahlbaus zu berücksichtigenden Ansätzen und die Erarbeitung von Empfehlungen für die Bauaufsicht, Kapitel 11.1.

Dabei sollen insbesondere sowohl die stahlbaulichen Bemessungsregeln und -algorithmen (des aktuellen und revidierten Eurocodes 3) als auch ein möglichst repräsentativer Querschnitt typischer Stahlbauten Berücksichtigung finden.

Zur Harmonisierung mit den geplanten Bestimmungen in prEN1993 (Fassung Formal Vote, 2022) [FprE3-1-1] soll das Forschungsvorhaben auf das RFCS-Forschungsprojekt "Safebrictile" [DaS2017] zur Kalibration des Sicherheitsbeiwerts auf der Widerstandsseite γ_M zurückgreifen, dessen Ergebnisse schlechterdings nur unter den Festlegungen des alten EN 1990 (Fassung von 2005) [EN1990] mit β =3,8 und α_R = 0,8 erarbeitet werden konnten. Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit muss jedoch wie vorbemerkt, die Lastseite mitberücksichtigt werden.

3. Vorhandene Untersuchungen und laufende Entwicklungen

Die Untersuchungen zur Ableitung der für die Grundlagen der Tragwerksplanung relevanten Kernelemente reihen sich in zeitlich-historischer Abfolge auf.. Dabei wird auf die Darstellung von (obwohl teils sehr interessanten) Grundlagen der Zuverlässigkeitstheorie, wie auch Nebenentwicklungen und -ergebnissen aus Platzgründen verzichtet.

- Aufbauend auf den Forschungen zu Zuverlässigkeit und Sicherheit von Strukturen der 1960er Jahren und auf den Aufbereitungen für das Bauwesen in den 1970er Jahren Methoden, siehe z.B. [7,8], und der CEB Mustervorschrift aus 1978 [CEB1978] wurden in Deutschland Ende der 1970er Jahre Arbeiten zur Umstellung der Sicherheitsgrundlagen auf das semi-probabilistische Grenzzustandskonzept durchgeführt. Diese mündeten schließlich in die bereits erwähnten "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen, GruSiBau" [DIN1981]. Erläuterungen und Einzelheiten dazu sind z.B. in [Kön1982] oder [Roi1983] zu finden.
- So wurde in den GruSiBau [DIN1981] ein Sicherheitsindex, bezogen auf einen Referenzzeitraum von $T_{ref} = 1$ a, mit $\beta_1 = 4.7$ festgelegt. Bezogen auf diesen Wert und Referenzzeitraum erfolgte die Sicherheitskalibration für permanente und variable Lasten. Wie aus [Kön1982] hervorgeht, wurde bereits damals klargestellt, dass bedingt durch jährlich eintretende Lastereignisse die nach n Jahren vorhandene Zuverlässigkeit $\beta_n = [\Phi(\beta_1)]^n$ ausgehend von $\beta_1 = 4,7$ bei z.B. T_{ref} = 50 Jahre den Wert β_{50} = 3,8 einnimmt, sofern die Ereignisse als statistisch unabhängig angenommen werden dürfen. Gleichwohl änderte dies nichts an den Auffassungen gegenüber der festzulegenden Zielzuverlässigkeit auf $\beta_1 = 4,7$. Des Weiteren wurden Wichtungsfaktoren für Einwirkungen und Widerstand zu $\alpha_s = 0.7$ und $\alpha_R = 0.8$ fixiert, die mit einer zulässigen Abweichung von $\Delta\beta$ = +- 0,05 x β einen großen Bereich der *wirklichen* Wichtungen abdecken. Insbesondere für die lastseitigen Teilsicherheitsbeiwerte wurden damit die bis heute in etwa gültigen Werte von γ_G = 1.30 (später 1,35) und γ_Q = 1,50 gefunden (ursprünglich wurde auch für γ_0 ein Wert von 1,30 vorgeschlagen [DIN1981], der jedoch auf einem höheren charakteristischen Wert, dem 99%-Fraktil der Ex.-I-Gumbelverteilung [Kön1982b], anstelle des heute gültigen, auf dem 98%-Fraktil basierenden Werts fußt, was i.W. die Verschiebung von 1,30 zu 1,50 erklärt).
- Zur Versuchsauswertung, bspw. hinsichtlich der Güte der Festigkeitsfunktionen, und zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandsseite wurde stahlbauseitig zunächst Anhang Z des EC3-Vorläufers ENV1993-1 entwickelt, der später in großen Teilen in den Anhang D der EN 1990 mündete. Um nicht allzu sehr von den seit langem etablierten widerstandsseitigen Teilsicherheitsbeiwerten abzuweichen, die auf dem, als charakteristischen Wert bezeichneten 5%-Quantil basieren, ist hier $\beta = 3,8$ anzunehmen. So ist gemäß dem "Standardisierten Verfahren" des Kapitel D.8.3 ein Quantilenfaktor von 0,8 x 3,8 = 3,04 für eine "unendlich" große Anzahl an Versuchsergebnissen anzuwenden, der dem gewichteten Sicherheitsindex $\alpha_{R} \times \beta$ entspricht.
- Konsistenter Weise ist ein einheitlicher β-Wert sowohl für die Widerstands- als auch für die Einwirkungsseite zu wählen, der zu β = 3,8 für die Versagensfolgeklasse 2 festgesetzt worden ist. Gleichzeitig ist aber zu bemerken, dass die o.g. Teilsicherheitsbeiwerte beibehalten wurden, also effektiv keine Reduktion des Sicherheitsniveaus in der Praxis eingetreten ist, was insbesondere für permanente Lasten von Bedeutung ist.
- Daraus ergeben sich einige ggfs. verwirrende "Besonderheiten", die erklärt werden sollten. So ist, um die Teilbeiwerte γ_G = 1,35 und γ_Q = 1,50 für ein β = 3,8 nach Level I- und Level II der gegenwärtigen DIN EN 1990 (Fassung von 2010) [DINEN1990] zu erhalten, der Ansatz von

sehr großen Variationskoeffizienten für Eigengewichte von $V_G > 0,12$ und für variable Lasten von $V_Q > 0,80$ (in der Literatur für einige Arten von Nutzlasten p in Hochbauten angegeben [CEB1978]) erforderlich [Sed2011, Bij2011, Bro2001]. Dabei ist bereits einer Modellungenauigkeit bei der Schnittgrößenermittlung mit einem Faktor von 1,05 für alle Lastarten Rechnung getragen worden. Solche Variationskoeffizienten sind für typische Stahlbauten jedoch deutlich zu hoch, ggfs. würden sie sich für Schneelasten einiger Gebiete in Deutschland rechtfertigen lassen; hier liegt das Problem aber eher in unzutreffenden charakteristischen Schneelastannahmen als in den Teilsicherheitsbeiwerten. Würde man auf der anderen Seite mit realistischen Variationskoeffizienten rechnen, ergeben sich weit ausreichende β -Werte und der vermeintliche Widerspruch ist aufgelöst.

Untersuchungen auf Level II haben ergeben, dass bei Festlegung mit γ_G = 1,35 und γ_Q= 1,50 auch alle dazwischenliegenden Verhältnisse von χ mit χ = Q / (G+Q) auf der sicheren Seite liegen, Bild 1. Somit wird in den Mitgliedstaaten die dementsprechende Regel 6.10 der aktuellen EN 1990 gegenüber der mit Unsicherheit verbundenen Regel 6.10a in Verbindung mit 6.10b weitaus häufiger benutzt. Diese für die existierenden Eurocodes erarbeiteten Hintergründe stehen allerdings im Widerspruch zu den neuesten Ergebnissen der WG 1 des SC10, s.u.



Bild 1. Globaler Sicherheitsfaktor über χ und Sicherheitsüberschüsse bzw. -defizite bei Anwendung der Kombinationsregeln 6.10 bzw. 6.10a und 6.10b nach EN 1990. ($\psi_0 = 0,7$) [Bij2011]

Dass der Teilsicherheitsbeiwert für permanente Lasten mit $\gamma_G = 1,35$ zu hoch bzw. höher ist als man meinen könnte, ist auch mit der Tatsache zu begründen, dass keine weitere differenzierte Wichtung zwischen ständigen Lasten und variablen Lasten, bspw. mit weiteren Wichtungsfaktoren α_G und α_Q , gemacht worden ist. Eigene Untersuchungen zeigen [Sed2011, Bij2011, Bro2001], dass in diesem Fall die Wichtung hin zu den (insbesondere variablen) Lasten läuft und sich somit tendenziell kleinere Werte für γ_{G} ergäben, Tabelle 1. Eine Wichtung mit α_{R} und α_s mit 0,8 bzw. 0,7 ist für die eher leichten Stahlbauten von der FORM- Analyse eher weniger zutreffend, vielmehr stellt sich ein Wichtungspaar von α_R und α_S mit ca. 0,95 bzw. 0,70 ein, Tabelle 1, ein Ergebnis, das in [Sed2011] neben der Fallstudie, siehe Tabelle 1, auch noch einmal theoretisch hergeleitet wurde. Unzureichende Wichtungspaare müssen aber nicht notwendigerweise ein Sicherheitsdefizit darstellen. Die Rückrechnung der Ergebnisse unter Berücksichtigung der aktuellen deutschen Regelungen für die Lastseite mit β , γ_F und ψ_0 nach DIN EN 1990 + NA [DINEN1990NA], Tabelle 2, macht deutlich, dass für die Beispiele in vielen Fällen deutlich niedrigere Teilsicherheitsbeiwerte auf der Widerstandseite herauskommen, als derzeit anzusetzen sind. Die derzeitigen Regelungen sind, wie bereits aus Bild 1 ersichtlich, also durchaus sicher.

Weighting factors for frame A obtained from a fully probabilistic analysis

Tabelle 1. Untersuchungen an ausgewählten Systemen ausgewählter Standorte unter Optimierung der Einflussfaktoren α_{G} und α_{Q} [Sed2011, Bij2011]. Anmerkung 1: Die Untersuchungen beziehen sich auf ausgewählte Systeme einzelner Standorte und sollten nicht als repräsentativ für Deutschland angesehen werden. Anmerkung 2: Im Fall "Braunlage" liegt das Problem aber eher in unzutreffenden charakteristischen Schneelastannahmen als in den Teilsicherheitsbeiwerten



/ariable	Distribution-Function
Ирі,у	Log-Normal
Self weight	Normal
Nind pressure	Extreme-Value-I
Snow load	Extreme-Value-I

	Münster	- 0.212			Brem	en			Aa	chen									,	mean	std -dev
(u _R =0.313						α _R = 0.316			α _R = 0.289		= 0.289		Location	Altitude above sea level	perentage of months with snow			[kNm]		[kNm]
(α _W = -0.019					w= -0.02	5	(1	.025		Münster	62 m	23 %				M	0.00 M	
4 = -0.918					a. = -0	.957		/			Bremen	4 m	26 %		IVI pi,y	I.IO IVIpI,y,nom.		0.08 Mpl,y,nom			
α _S =-0.949											Aachen	202 m	27 %	ľ				at al al ave			
														Stuttgart	371 m	32 %				mean	Stddev.
	Stuttgart				Berli	n			Bra	unlage				Berlin	48 m	31 %				[KIN/III]	[KIN/III]
		$\alpha_R = 0.2$	90		\square	$\alpha_{R}^{=}$	0.291		1	α _R	= 0.220			Braunlage	607 m	54 %		self-w	eight	0.99 gnom	0.014 gnor
($\alpha_{W} = -0.003$									003					ļ		-				
($\alpha_W^{=}$	-0.016	(– 1"	W=-0.01	5	()				mean	stddev.				mean	stddev.
		/									/			Location	[kNm]	[kNm]		Locatio	on	[kNm]	[kNm]
α _s = -0.957	\smile		a	(_S = -0.95				α _s = -0	.975 ~					Münster	0.0982	0.1140		Münster Bremen		0.0986	0.0589
														Bremen	0.0941	0.1045				0.1270	0.0667
		Fram	ne A			Fran	ne B			Fram	ne C			Aachen	0.1258	0.1327		Aacher	n	0.1359	0.0697
	Υм	Υw	Υs	γ _G	Υм	Υw	γs	Yο	Υм	Υw	Ύs	Υo					ŀ				
Münster	0.94	0.20	1.65	1.00	0.95	0.56	1.42	1.00	0.92	1.61	0.13	1.00		Stuttgart	0.1203	0.1303		Stuttga	art	0.1003	0.0505
Bremen	0.94	0.27	1.60	1.00	0.95	1.52	0.52	1.00	0.92	1.84	0.12	1.00		Derlin	0.4262	0.1510		Derlin		0.1001	0.0577
Stuttgart	0.94	0.28	1.90	1.00	0.95	0.43	1.87	1.00	0.92	1.82	0.18	1.00		Benin	0.1362	0.1510		Berlin		0.1221	0.0577
Berlin	0.94	0.25	1.52	1.00	0.93	1.40	0.12	1.00	0.93	1.62	0.14	1.00		Braunlage	0.8492	0.8995		Braunk	ade	0.1121	0.0508
Braunalge	0.92	0.28	2.19	1.00	0.92	0.29	2.19	1.00	0.92	0.38	2.16	1.00		Leanage	5.0102	0.0000	L	5.aum	~9~		0.0000

- Eine andere Wichtung als mit α_R und α_S mit 0,8 bzw. 0,7 und eine Abweichung von γ_G = 1,35 wurde aber mit Absicht nicht verfolgt, da erstens die "schweren" Bauweisen überwiegen, und sehr wahrscheinlich in Deutschland bis heute die (zutreffende) Meinung ist, dass Eigengewicht und permanente Lasten "vorherrschend für die Sicherheitsbeurteilung" sei, nicht zuletzt seien "die meisten Unfälle während der Errichtung zu verzeichnen, wo nur Eigengewicht herrsche" [Roi1983] und deswegen darüber hinaus ein $\gamma_G = 1,35$ zu belassen sei. Offensichtlich hatte sich diese Meinung auch auf europäischer Ebene, die übrigens der vieler anderer nationaler Normen entspricht, durchgesetzt.
- Tabelle 2. Modifizierte Teilbeiwerte γ_{Mnew} [Sed2011, Bij2011] der Widerstandsseite, Ergebnisse aus Tabelle 1 unter Berücksichtigung der aktuellen deutschen Regelungen für β , γ_F und ψ_0 nach DIN EN 1990 + NA [DINEN1990NA], siehe auch Anmerkungen zu Tabelle 1

	Frame A	Frame B	Frame C
	γM.new	γM.new	γM.new
Münster	0.84	0.75	0.98
Bremen	0.84	0.79	1.11
Aachen	0.95	0.86	1.14
Stuttgart	0.97	0.87	1.08
Berlin	0.83	0.75	0.96
Braunlage	1.21	1.17	1.14

Mit Mandat M/515 der Europäischen Kommission ist die "Re-Kalibrierung" der Teilsicherheits-. koeffizienten γ_{F_1} auch auf besonderen Wunsch des SC2 [CEN2018], vereinbart worden. Die WG2 des CEN/TC250/SC10 hat in der Zwischenzeit ihre diesbezüglichen Arbeiten zunächst abgeschlossen. Den Autoren sind wegen ihrer Funktion in den relevanten europäischen CEN-Gremien CEN/TC250 SC10 und CEN/TC250/SC10/AHG-Reliability die Berichte - wenn auch inoffiziell und teils in Entwurfsform - zur Verfügung gestellt worden, siehe z.B. [CEN2017]. In diesen Untersuchungen wurde die in ISO 2394 [ISO2394] und dem JCSS Reliability Model Code [JCSS2001] empfohlene, Anfang der 2000er Jahre neu entwickelte Methode der "Code-Calibration" angewandt. Dabei erfolgt für repräsentative statische Systeme für verschiedene Bauweisen unter Berücksichtigung verschiedener statistischer Parameter und verschiedener, allerdings willkürlich vorgenommener Wichtungen der jeweiligen "Marktanteile der Bauweisen" (s.u.) eine Minimierung der resultierenden Differenzen der sich ergebenden β -Werte gegenüber dem Zielwert von β über das Verhältnis $\chi = Q/(G+Q)$. Entsprechend den Empfehlungen des JCSS wird dabei für β ein Referenzzeitraum von 1 Jahr gewählt, zum Vergleich wird allerdings auch mit einem Referenzzeitraum von 50 Jahren gerechnet. Die Zielzuverlässigkeit wird dabei anhand der Grundkombination gemäß EN 1990 bestimmt. Unter Variation der Teilsicherheitsbeiwerte über eine Domaine D, bestehend aus verschiedenen Bauweisen, Verhältnissen $\chi =$ Q/(G+Q) und verschiedenen statischen Systemen, wird der Satz an Teilsicherheitsbeiwerten ermittelt, für den der Ausdruck

$$\sum_{D} \left[\beta_i(\gamma_s) - \beta_{target}\right]^2 \tag{1}$$

ein Minimum erfährt. Dieses Verfahren wird als "Code Calibration", neuerdings auch "Code Optimization" bezeichnet [JCSS2001, ISO2394]. Während in den ursprünglichen Herleitungen immer der Vergleich mit dem Sicherheitsniveau des Bestandes der Maßstab für ein befriedigendes Ergebnis war, ist die Zielsetzung dieser neuen Sichtweise, die theoretischen β -Werte über alle Bauweisen zu egalisieren, weiter zu diskutieren, wie man noch sehen wird.

- Ergebnisse dieser Kalibrationsarbeiten des CEN/TC250/SC10/WG1 waren, dass
 - z.B. der über die verschiedenen gewichteten Fälle gemittelte β_{I} Wert von 4,7 (Referenzzeitraum 1 Jahr) nicht erreicht werden konnte, sondern nur Werte um β_{I} = 4,2, unabhängig vom gewählten Referenzzeitraum, siehe Bild 2, (deshalb soll dieser reduzierte β -Wert jetzt als Richtschnur gesetzt werden, wofür eine Begründung nur durch den Methodenwechsel relativ schwach ist)
 - die Streuung der erreichten β Werte kleiner wurde, die Spreizung zwischen den Bauweisen aber im Prinzip erhalten blieb,
 - kleinere Werte für γ_G mit γ_G = 1,2 und
 - größere Werte für γ_Q mit γ_Q = 1,6 bis 1,7, siehe Tabelle 3 und Tabelle 4, und
 - größere Werte für γ_M errechnet wurden.

Dies gilt, grob gesagt, sowohl für einen untersuchten Referenzzeitraum von 1 Jahr als auch von 50 Jahren. Die offenkundigen Abweichungen zu den Untersuchungsergebnissen, die für die aktuellen Eurocodes gemacht wurden, s.o. [Gul2010, Bro2001], insbesondere bzgl. der erreichten Zielzuverlässigkeit werden jedoch nicht erklärt. Offensichtlich geht mit der in SC10 hinzugekommenen Zielvorgabe, das Sicherheitsniveau **aller** Bauweisen anzugleichen auch eine Erhöhung des Sicherheitsniveaus für den Stahlbau einher, obwohl es hierfür bisher keinen Anlass gibt. Vielmehr kommen dann wirtschaftliche Aspekte ins Spiel, da eine Erhöhung des Sicherheitsniveaus i.d.R. eine Beeinträchtigung der Wirtschaftlichkeit nach sich zieht.



Bild 2. Ergebnisse für 9 unbekannte statische Systeme: Abweichung und Mittelwert der Zuverlässigkeit für T=1a mit Teilsicherheitsbeiwerten nach EN-1990 in Kombination mit 6.10 (blau) und mit der "Code-Calibration" optimiert in Kombination mit 6.10 (rot) [CEN2017]

1,5

1,65

	6.10)a&b	6.	10						
	EN 1990	Kalibriert	EN 1990	Kalibriert						
γ _{Gs} Eigengewicht	1,35	1,18	1,35	1,15						
γ _{Gp} ständige Last	1,35	1,23	1,35	1,22						
γ _Q (Wind)	1,5	1,62	1,5	1,63						
yg (Schnee)	1,5	1,59	1,5	1,64						

1,62

Tabelle 3.Vorläufige Kalibrierung für $T_{ref} = 1a$ [CEN2017]

	6.10	a&b	6.10							
	EN 1990	Kalibriert	EN 1990	Kalibriert						
γ _{Gs} Eigengewicht	1,35	1,16	1,35	1,13						
γ _{Gp} ständige Last	1,35	1,22	1,35	1,21						
γ _Q (Wind)	1,5	1,40	1,5	1,41						
γ _Q (Schnee)	1,5	1,70	1,5	1,77						
γ _Q (Nutzlast)	1,5	1,77	1,5	1,81						

Tabelle 4. Vorläufige Kalibrierung für $T_{ref} = 50a$ [CEN2017]

1,5

γ_Q (Nutzlast)

- Es ist allerdings deutlich zu betonen, dass die in diesen Studien zugrunde gelegten statistischen Parameter, siehe Tabelle 5, insbesondere die des Materials den in der aktuellen Stahlbauforschung [DaS2017] erhaltenen und die für die Kalibration der Teilsicherheitsbeiwerte für FprEN1993-1-1 [FprE3-1-1] verwendeten Parameter nach Anhang E des FprEN1993-1-1 [FprE3-1-1] nicht übereinstimmen. Hinzu kommt auch, dass hier mit außerordentlich hohen Modellungenauigkeiten gerechnet wurde, und zwar sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite (obwohl die Modellsensitivität eigentlich auf der Widerstandsseite gemäß Anhang D der EN 1990 bereits in der Evaluationsprozedur enthalten ist).
- Außerdem haben weitere noch nicht veröffentlichte Studien [Cro2017] gezeigt, dass Änderungen in den Wichtungsfaktoren w, die sozusagen den "Marktanteil" der verschiedenen Bauweisen widerspiegeln sollen, ebenfalls Änderungen des Endergebnisses zur Folge haben. Der von WG1 des SC10 dem Stahlbau zugeordnete Anteilsfaktor von w = 0,40, entspricht unrealistischerweise dem Anteilsfaktor des Massivbaus.

Random variable		Distr. type	Mean (μ)	COV	Percentile (value)	Ref. and notes
Resistance model unc. (steel)	$\Theta_{R,1}$	Logn.	1.00	0.05	(µ)	
Res. model unc. (concrete)	$\Theta_{\rm R,2}$	Logn.	1.00	0.10	(µ)	
Res. model unc. (rebar)	$\Theta_{\rm R,3}$	Logn.	1.00	0.10	(µ)	
Res. model unc. (glulam)	$\Theta_{\text{R},4}$	Logn.	1.00	0.10	(µ)	
Res. model unc. (solid timber)	$\Theta_{\rm R,5}$	Logn.	1.00	0.10	(µ)	
Res. model unc. (masonry)	$\Theta_{\rm R,6}$	Logn.	1.16	0.175	(µ)	
Steel yielding strength	R ₁	Logn.	1.00	0.07	μ-2σ	
Concrete compr. capacity	R ₂	Logn.	1.00	0.15	0.05	
Rebar yielding strength	R ₃	Logn.	1.00	0.07	0.05	
Glulam bending strength	R_4	Logn.	1.00	0.15	0.05	
Solid timber bending strength	R ₅	Logn.	1.00	0.20	0.05	
Masonry compr. strength	R_6	Logn.	1.00	0.16	0.05	
Self-weight (steel)	G _{S,1}	Norm.	1.00	0.04	0.50	
Self-weight (concrete)	G _{S,2}	Norm.	1.00	0.05	0.50	
Self-weight (rebar)	G _{S,3}	Norm.	1.00	0.05	0.50	
Self-weight (glulam)	G _{S,4}	Norm.	1.00	0.10	0.50	
Self-weight (solid timber)	G _{S,5}	Norm.	1.00	0.10	0.50	
Self-weight (masonry)	G _{S,6}	Norm.	1.00	0.065	0.50	
Permanent load	GР	Norm.	1.00	0.10	0.50	
Permanent load (large COV)	G [*] P	Norm.	1.00	0.20	0.95	
Wind time-invariant part (gust C _g , pressure C _{pe} and roughness C _r , coefficients)	ΘQ1	Logn.	0.97	0.26	1.1	$\Theta_{Q1} = C_g C_r C_{pe}$ with: C_{pe} Gumble, mean=1; COV=0.1, ch. value=78% quantile C_r Logn., mean=1, COV=0.15 and ch. value=1.0 C_g Logn., mean=1, COV=0.1 and ch. value=1.0
Snow time-invarient part (Modellunsicherh. and shape coefficient)	Θ _{Q2}	Logn.	1.00	0.30	$(\mu + \sigma)$	Ch. value equal to $\mu + \sigma$ given in [9,15]; ch. value equal to the mean given in [Bro2001].
Wind mean reference velocity pressure *	Q1	Gumb.	1.00	0.25	0.98	When the COV varies over the country and only one PSFs is sought the mean COV over the country can be
Snow load on roof *	Q ₂	Gumb.	1.00	0.40	0.98	used, see [Cro2017]. Alternatively, PSFs can vary over the territory; this is a national choice.
Imposed load Modellunsicherh.	Θ Q3	Logn.	1.00	0.10	(1.00)	The COV is assumed since no data are found in the liter- ature. To be further assessed. [Not yet discussed in CEN/TC250-SC10/WG1].
Imposed load *	Q ₃	Gumb.	1.00	0.53	0.98	See Appendix. [Not yet discussed in CEN/TC250-SC10/WG1]

 Tabelle 5.
 Verwendete
 Stochastische
 Parameter
 f
 ür
 die
 in

 Zuverlässigkeitsanalyse
 [CEN2017]

- Des Weiteren werden nur pauschale Variationskoeffizienten angegeben. Angesichts der Vielzahl an Bemessungsfällen im Stahlbau und der unterschiedlichen Behandlung dieses Themas in den verschiedenen SCs ist diese Herangehensweise zu hinterfragen. Auch hier gilt, dass sich dies viel eher implizit aus repräsentativen Falluntersuchungen ergibt.
- Im "Technical Report for the reliability background of Eurocodes" des AHG Reliabilty im "draft" vom 11.06.2021 [CEN2021] werden nun neue Teilsicherheitsbeiwerte infolge durchgeführter CodeCalibration-Studien präsentiert, jedoch nur im Anhang B des Dokuments. Diese sind (neuerdings) hinsichtlich der variablen Einwirkungen (Wind, Schnee und Verkehrslast) getrennt und ergeben sich zu $\gamma_G = 1,20$ für Eigengewicht; $\gamma_{Q,Wind} = 1,90$; $\gamma_{Q,Snow} = 2,35$ und $\gamma_{Q,ImposedLoads} = 1,60$. Die Begründung ist eine Angleichung der Sicherheitszustände der einzelnen Einwirkungen auf die betrachteten Materialien an das Niveau $\beta = 3,8$. Seit Februar 2022 gibt es einen neuen Draft unter der Nummer N 2431 [CEN2022]. In diesem wird der Beiwert für Wind mit $\gamma_{O,Wind} = 1,94$ angeben.
- Im Gegensatz zur aktuellen DIN EN 1990:2010 [DINEN1990], in der die Methode der Code-Kalibrierungsmethode nicht erwähnt wurde, kann sie nun gemäß dem informativen Anhang C der FprEN 1990:2022 [FprE1990] verwendet werden, siehe Kapitel 2.

 Andererseits ist die Situation doch verwirrend, wenn man bedenkt, dass der endgültige Entwurf zum FprEN 1990:2022 [FprE1990] im Haupttext bereits Vorschläge für Sicherheitsfaktoren macht, ohne jedoch die Code-Kalibrierungsmethode zu verwenden. Denn wie erwähnt, kann das CodeCal Verfahren ein Instrument zur Angleichung des Sicherheitsniveaus über das Lastverhältnis χ bieten. Dies ist bereits in C 4.4.3 [FprE1990] enthalten, wo die zitierte Passage zu finden ist:

"(1) The reliability elements, including partial factors γ and combination factors Ψ , should be calibrated in such a way that the target reliability index β , chosen according to C.3.4.2, is best achieved.

Note 1 The calibration procedure involves the following steps:

- a) selecting of a set of comparable reference structures;
- b) selecting and specifying a set of reliability elements, e.g. partial factors, Ψ factors;
- c) designing the structures according to the selected set of reliability elements;
- d) calculating the reliability indices β_i for the designed structures;
- e) calculating the difference: $D = \sum_{i} w_i (\beta_i \beta)^2$ where w_i is the weight factor *i* and β is the target reliability index;
- f) repeating steps to minimize D.

Note 2 A more detailed procedure how to provide this optimization is described in several sources, e.g. in ISO 2394."

Eine etwas umfassendere Interpretation des CodeCal Verfahrens wird im Entwurf des Technischen Berichts für den Zuverlässigkeitshintergrund der Eurocodes [FprE1990] unter dem Kapitel 2.6.2 "Minimizing the deviation from the target" gegeben, das nicht nur der Sicherheitsindex Gegenstand der Minimierung sein kann:

"More advanced methods aim at minimizing the averaged difference between the target and the reliability levels obtained by a certain set of partial factors γ for a certain field of application [...]:

min $\Sigma_i w_i (\beta_i - \beta_t)^2$

or $\min \Sigma_i w_i (P_{fi} - P_{ft})^2$

or $\min \Sigma_i w_i [(R_i(\gamma) - R_i(\beta_t)) / R_i(\beta_t)]^2$

The summation is over the selected set of structures."

Als Ziel wird also nicht mehr das Erreichen des Target β -Wertes im Mittel genannt, sondern die Minimierung der Streuung um diesen Wert. Leider wird nicht analysiert, was die Ursache dieser Streuung ist. In dem gegebenen Beispiel zeigt die Analyse, dass die Streuung wesentlich von den Ansätzen für Wind und Schnee verursacht wird. Die in der Konsequenz der modifiziertes Teilsicherheitsbeiwerte haben aber Auswirkung auf alle Bereiche und Materialien und treffen insbesondere ungünstig die leichten Materialien wie Stahl, für die überproportionaler Anhebung der Teilsicherheitsbeiwerte für die klimatischen Einwirkungen bemessungsrelevant sind und zu gravierend höheren Dimensionierungen führen würden.

4. Vorgehensweise

Die Arbeiten erfolgen unter der in den in CEN/TC250/SC10 verfolgten und als Entscheidungshilfe für Bauaufsichten als grundsätzlich vernünftig erachteten Maßgabe, für einen Bereich (hier der der Stahlbauten in Deutschland) **möglichst repräsentative Sicherheitselemente** abzuleiten. Die Repräsentanz fußt in den Vorschlägen des SC10 allerdings wiederum auf Schätzungen, die in den hier vorgeschlagenen Untersuchungen durch möglichst konkrete Erhebungen abgelöst werden sollen.

- Dies bedeutet zunächst, die über das Gebiet der BRD auftretenden Varianz der Konstruktionen als auch die Varianz der standortabhängigen Belastungen möglichst effizient in den Griff zu bekommen.
- Des Weiteren müssen Produkteigenschaften auf aktueller statistischer Basis einfließen.
- Es müssen auch, über "normale" Querschnittsnachweise hinausgehend, insbesondere die stahlbauspezifischen Belange, die sich vor allem aus den Stabilitätsproblemen und dem Festigkeitsverhalten von Anschlüssen und Verbindungen ergeben, berücksichtigt werden.
- Zudem ist zur Absicherung Wert auf den Ergebnisvergleich bei Anwendung der aktuell in SC10 zusätzlich befürworteten Methoden gegenüber den in der Vergangenheit und bis heute in SC10 verwendeten herkömmlichen Methoden zu legen, bzw. ein Vergleich mit dem bestehenden Sicherheitsniveau zu führen.

Es bietet sich an, die Untersuchungen aufzugliedern, insbesondere die Fragen des nichtlinearen Verhaltens und des der Anschlüsse getrennt zu klären, damit eine abschließende Ergebnislage erzeugt werden kann. Die Gliederung ergibt sich anhand der folgenden Abschnitte, die jeweils den Arbeitspaketen des Antrags folgen.

5. Erstellung Datengrundlage, Datenbehandlung und statistische Modellierung (AP 1)

5.1 Statistische Datenerhebung auf Einwirkungsseite

5.1.1 Lastmodelle

Die Lastmodelle greifen den stochastischen Charakter der Belastungen auf. Sie werden mit einem statistischen Modell abgebildet. Jedes Lastmodell weist einen Mittelwert, einen Variationskoeffizienten, eine zugehörige Verteilungsfunktion und einen charakteristischen Wert auf. Mit diesen Werten werden die Belastungen in den späteren FORM-Berechnungen angesetzt. Im Folgenden werden die Lastmodelle vorgestellt und die jeweiligen Quellen dargelegt. Die Lastmodelle des Eigengewichts und der Nutzlast beruhen auf Quellen der Literatur. Für die klimatischen Lasten werden die Daten auf den Wetterdaten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) [DWD2021] verwendet. Die Lastmodelle werden gemäß der Lastansätze (siehe 6.2) auf die Strukturen der Systeme 1 bis 4, siehe Kapitel 6, angesetzt.

5.1.2 Lastmodell für Eigengewicht

Es werden die Eigengewichte für die Träger- und Rahmenprofile der verschiedenen Systeme, siehe Kapitel 6, sowie für die jeweiligen Ausbaulasten benötigt. Die statistischen Merkmale der Lastmodelle sind in Tabelle 6 angegeben.

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts werden die Eigengewichtsangaben für die Stahlprofile, wie sie in üblichen Bautabellen zu finden sind, als Mittelwerte μ aufgefasst. Die Variation der Eigengewichte wird mit einem einheitlichen Variationskoeffizienten V = 0,025 gemäß [JRC2023] in einer Normalverteilung beschrieben. Das Eigengewicht der Ausbaulasten wird mit einem Mittelwert von $\mu = 1,0 \ kN/m^2$ und einem Variationskoeffizienten von V = 0,1 [JRC2023, Voi2014] ebenfalls als normalverteilt angenommen.

System 4 entspricht einer typischen Stahlverbund-Konstruktion. Die Ebenen sollen Betondecken aufweisen, dieses Gewicht muss also mit angesetzt werden. Für das Eigengewicht bei System 4 wird deswegen die "Ausbaulast mit Betonplatte" verwendet, welche neben der Ausbaulast von 1 kN/m² noch eine ca. 20cm Betonplatte mit einer Wichte von 25 kN/m³ berücksichtigt. Der Variations-koeffizient wird zu 0,06 gewählt (siehe Übersichtstabelle in [Voi2014]). Der Abstand zwischen den Stahlrahmen wird mit 6,0*m* angenommen. Eine Vergrößerung oder Verkleinerung führt nur zu minimal veränderten Ergebnissen, da der Variationskoeffizient auch hier für die Berechnungen maßgebend ist. Als charakteristische Werte wird jeweils der Mittelwert angesetzt. Die Lastmodelle für das Eigengewicht sind in Tabelle 6 gegeben.

Figongowicht	Mittelwert μ	Variationskoeffizient V	Verteilung	
Eigengewicht	[kN/m²]	[-]	[-]	
Stahlrahmen	μ	0,025	Normal	
Ausbaulast (System 1 bis 3)	1,0	0,1	Normal	
Ausbaulast mit Be- tonplatte (Sys. 4)	$0,2 \cdot 25,0 + 1,0 = 6,0$	0,06	Normal	

Tabelle 6. Zusammenstellung statistischer Werte des Eigengewichts

5.1.3 Lastmodell für klimatische Einwirkungen (Wind, Schnee)

Für den Erhalt einer statistischen Grundlage der Einwirkungen, wurde auf die klimatischen Daten des Deutschen Wetterdiensts (kurz "DWD") zugegriffen. Der DWD erhebt für eine Vielzahl an klimatischen Effekten (Temperatur, Regen, Wolkenhöhe, Windgeschwindigkeit, etc.) Daten an mittlerweile über 2000 Stationen in Deutschland. Die Zeitreihen (über teils viele Jahre) sind dabei offen zugänglich und können über [DWD2021] abgerufen werden. Für die vorliegenden Studie waren die statistischen Parameter der Einwirkungen Wind und Schnee gefragt, welche aus den Zeitreihen der Winddaten und der Daten für das Wasseräquivalent ermittelt wurden. Das Wasseräquivalent ist dabei die Wassermenge, die gefallener Schnee beinhaltet und ist somit ein von der Schneeart unabhängige Größe.

In einem ersten Schritt wurden die maßgebenden Standorte des DWDs untersucht. Die Stationen, die die Windgeschwindigkeit als 1h-Mittelwert bis heute aufnehmen sind, abhängig ihres Messzeitraums in der Deutschlandkarte, Bild 3 (links), farblich markiert. Zusätzlich sind die Windzonen gemäß [EC1-1-4NA] dargestellt. Stationen, welche über einen langen Zeitraum die Daten erheben und somit eine statistisch gesehen bessere Stichprobe aufweisen, sind farblich stärker markiert (für Wind in rot).

Das Wasseräquivalent wird von DWD aktuell an 508 Stationen täglich erhoben. Ein großer Teil der Stationen wurde dabei erst in den vergangenen 20 Jahren aufgebaut. In Bild 3 (rechts) sind diese ebenfalls farblich, abhängig ihres Messzeitraums, und zusätzlich zur Schneezonenkarten [EC1-1-3NA] dargestellt.



Bild 3. DWD-Stationen (Anzahl: 227), welche bis heute die Windgeschwindigkeit (1h) messen inkl. Darstellung der Windzonen (links), DWD-Stationen (Anzahl: 508), welche die Wasseräquivalent bis heute messen inkl. Schneezonen (rechts) [© GeoBasis-DE/BKG 2021]

Eine Verschneidung der beiden Stationslisten, unter Beachtung einer ausreichenden Datenmenge, reduziert die Anzahl auf 27 Stationen. An diesen werden somit die Daten von Wind und Schnee (also das Wasseräquivalent) zusammen erfasst. Deren Zeitreihen können, ohne Transferfunktionen hinsichtlich des Geländeeinflüsse etc. verwendet werden. Auf eine Einbeziehung weiterer Stationen, welche evtl. nur wenige Kilometer auseinander liegen oder auch infolge eines ähnlichen Geländes auch direkt ohne Transferfunktionen verwendbar sind, wurde verzichtet.



Bild 4. DWD-Stationen (Anzahl: 27), welche bis heute die Windgeschwindigkeit und das Wasseräquivalent messen (rot umrundet, werden im Folgenden genauer vorgestellt) [© GeoBasis-DE/BKG 2021]

Insgesamt wurden 19 DWD-Stationen ausgewertet, siehe Tabelle 9. Dabei wurden zunächst drei maßgebende Stationen identifiziert, die aufgrund ihrer Lage in Deutschland und Eigenschaften als repräsentativ für die weitere Auswertungen zu betrachten sind. Es handelt sich um die Stationen Düsseldorf, Hannover und Nürnberg, weitere Informationen sind in Tabelle 7 gegeben.

Keine der Stationen liegt innerhalb der Windzone 4 (Norddeutsche Tiefebene). Bei einer gewichteten Betrachtung der Zuverlässigkeit von Stahlbauten in Deutschland ist dieser Einfluss allerdings aufgrund der geringen Bevölkerungsdichte und dem geringen Flächenanteil als überaus gering einzuschätzen.

Die statistischen Parameter der Einwirkungen Wind (in m/s) und Schnee (über das Wasseräquivalent \rightarrow 100 mm \triangleq 1 kN/m² Schnee) werden über die Jahresextremwerte ausgewertet, welche der Gumbel-Ex.-I-Verteilung folgen [Hol2021, Fun2021b]. In Tabelle 8 sind die Jahresextremwerte der 3 Stationen für die beiden klimatischen Einwirkungen auf dem linearisierten Gumbelpapier mit dem jeweiligen linearen Fitting dargestellt. Der jeweils charakteristische Wert ergibt sich über das 98%-Quantil der Gumbelverteilung und entspricht somit einem Wert mit einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren.



Tabelle 7. Eigenschaften der drei ausgewählten DWD-Stationen (Düsseldorf, Hannover, Nürnberg)

Die ermittelten Jahresextremwerte bestätigen den Verlauf der Gumbelverteilung, das Fitting ist somit positiv zu bewerten. Einzelne Ausreißer sind erkennbar, welche jedoch über das Sicherheitskonzept des Eurocode 0 abgedeckt sind. Die ermittelten charakteristischen Werte ("k,meas") stimmen mit

den jeweiligen charakteristischen Werten der Norm überein. Dabei ist zu beachten, dass der charakteristische Wert v_{b,0} der Windzonenkarte einer Mittelung im 10-Minuten-Intervall zugrunde liegt, bei dem ermittelten Wert v_{k,meas} hingegen beträgt das Intervall 1h. Eine Umrechnung kann mit dem Faktor 1,06 erfolgen. Ebenfalls zu beachten ist, dass die Windgeschwindigkeiten zur einfachen Weiterverwendung richtungsunabhängig sind und dass keine Korrektur über die Geländekategorie vorgenommen wurde. Die jeweils vorherrschende Geländekategorie kann als Kategorie "Binnenland" angenommen werden.

Durch die Berücksichtigung der genauen Messdaten an den einzelnen Wetterstationen sind Unsicherheiten der Eingangsdaten minimiert. Weitere mögliche Fehler, insbesondere solche, die bei der Erhebung und Bereitstellung der Messdaten auftreten können, werden nach Angabe des Deutschen Wetterdiensts durch Qualitätskontrollen abgefangen. Die Streuung der Lastansätze für Wind (Druckbeiwerte) und Schnee (Formbeiwerte) werden in den Abschnitten 6.2.3 und 6.2.4 diskutiert.





Daraufhin wurden 12 weitere Klimastationen ausgewertet und ihre statistischen Daten aufbereitet. Es handelt sich um Standorte der Klimastationen, die, so wie die vorherigen drei Standorte eine hohen Datenumfang aufweisen.

Für die Stationen Frankfurt, Stuttgart-Echterdingen und München-Flughafen, die wegen ihrer Einwohnerzahl mit aufzunehmen waren, wurden an den jeweiligen Klimastationen zwar Windgeschwindigkeiten erhoben, jedoch keine Werte für die äquivalente Wassermenge. Für diese Standorte wurde auf weitere, in der Nähe liegende Klimastationen zurückgegriffen. Diese Nachbarstationen liegen durchweg in derselben Schneelastzone, womit angenommen wird, dass die Werte vergleichbar bzw. verwendbar sind.

Die beiden Stationen in Berlin (Tegel und Brandenburg) werden zu einer Station Berlin BER zusammengefasst. Dafür werden die statistischen Werten gemittelt. Die statistischen Werte für die weiteren Auswertung werden aufgrund der Übersichtlichkeit hier nicht dargestellt, sondern sind in Tabelle 49 und Tabelle 50 im Abschnitt der Eingangsdaten der Rechenroutine gegeben.

In Tabelle 9 sind neben den Stationsnamen auch die IDs des Deutschen Wetterdienstes angegeben. Ihnen wurde ferner ein passendes Kürzel gegeben. Die Lage der Standorte sind in Bild 4 gezeigt und in fett aufgelistet. Detaillierte Informationen zu den Standorten bzw. jeweiligen Klimastationen gibt Tabelle 58. Alle Stationen liegen in der Nähe von Flughäfen und weisen ein Geberhöhe von 10m auf. Somit ist eine Übertragung in die Rechnungen direkt gegeben. Ausnahmen davon machen nur die Stationen Fichtelberg und Schmücke, welche exponierter liegen und deren Geberhöhe sich über eine Höhe von 10m befindet. Gleichwohl werden diese Daten zunächst ohne weitere Anpassung angesetzt. Es wird sich zeigen, dass die Daten aufgrund ihrer geringen Einwohnerzahl keinen maßgebenden Einfluss haben.

DWD-Station:	ID:	Kürzel:	Bemerkung:
Düsseldorf	1078	DUS	
Hannover	2014	HAN	
Nürnberg	3668	NUR	
Köln-Bonn	2667	KOL	
Münster/Osnabrück	1766	MUN	
Hamburg	1975	HAM	
Bremen	691	BRE	
Berlin-Tegel	430	BTE	
Berlin-Brandenburg	427	BBR	
Berlin (zusammengefasst)	430 / 427	BER	
Dresden-Klotzsche	1048	DER	
Leipzig/Halle	2932	LEI	
Erfurt	1270	ERF	
Saarbrücken	4336	SAA	
Fichtelberg	1357	FIC	
Schmücke	4501	SCH	
Frankfurt	1420	FRA	Stat. Schneewerte von ID 2667
Stuttgart-Echterdingen	4931	STU	Stat. Schneewerte von ID 3925
München-Flughafen	1262	MUN	Stat. Schneewerte von ID 1886

 Tabelle 9.
 Auflistung der ausgewerteten Klimastationen mit Namen, ID und Kürzel

5.1.4 Lastmodell für Nutzlasten

Nutzlasten (im engl. Imposed Loads) sind veränderliche, freie Einwirkungen, die z.B. Lasten durch Personen, Gegenstände, Fahrzeuge, etc. auf das Bauwerk abbilden. Spektrum und Umfang von Nutzlasten sind naturgemäß sehr breit, von einfachen Trennwänden bis zu schweren Industriefahrzeugen.

In der Norm [EC1-1-1] sind die Nutzlasten in Nutzungskategorien für verschiedene Situationen einsortiert. Für den Ansatz der Nutzlasten in den späteren Berechnungen wird auf zwei Zusammenstellung von Daten zurückgegriffen [Str2022, Voi2014]. Erstere listet die Angaben der [EC1-1-1] auf, um zwei generelle Lastniveaus aufzuzeigen, Bild 5. Im deutschen nationalen Anhang [EC1-1-1NA] gibt es zusätzlich die Kategorie E für "Lager, Fabriken und Werkstätten, Ställe, Lagerräume und Zugänge" mit einem Lastniveau je nach Unterkategorie von 5,0; 6,0 und 7,5 kN/m². Maßgebend erscheint Kategorie E1.2: "Allgemeine Lagerflächen, einschließlich Bibliotheken" mit 6,0 kN/m², welche auch in Bild 5 ganz rechts dargestellt ist.



Bild 5. Auflistung der Nutzlasten der Norm und Ableitung maßgebender Nutzlastgrößen [Str2022]

In der zweiten Quelle [Voi2014] wurden zahlreiche Literaturquellen hinsichtlich der statistischen Werte für Nutzlasten detailliert analysiert und auf ein anwendbares Modell für probabilistische Berechnungen zusammengefasst, Tabelle 10. Problematisch waren dabei die Uneinheitlichkeit der Ansätze, sowie widersprüchliche Angaben in den verschiedenen Literaturquellen. Dabei wurden Nutzlastmodelle für die 4 Kategorien: Wohnen, Büro, Schule und Verkauf angegeben. Zu den Nutzlasten wurden auch die Angaben der Norm für Trennwände mitaufgeschlagen. Die in [Voi2014] dargestellte Auflistung beruht auf den statistischen Werten mit einem Bezugszeitraum von 1 Jahr (1a). Sie wurde hier um die Werte für einen Bezugszeitraum 50 Jahre (50a) erweitert. Es wurde ferner ein durchschnittlicher Variationskoeffizient bestimmt, um mit diesem ein allgemeines Nutzlastmodell zu schaffen.

	N	utzlast	90	Zuschla (≤ 3,	ag Tren 0kN/m)	nwände) q _{TW}	Gesamt-Nutzlast q					
	$q_{k,EC1}$	$V_{q_{1a}}$	$\mu_{q_{1a}}$	$q_{k,EC1}$	$V_{q_{1a}}$	$\mu_{q_{1a}}$	q _{k,ges}	$V_{ m ges,1a}$	μ ges,1a	$V_{ m ges,50a}$	μ ges,50a	
	X _{0,98}	[Rad	[Rac1996]		X _{0,98} [Vro1987]							
	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	
Wohnung	1,50	0,29	0,86	1,20	0,40	0,59	2,70	0,24	1,44	0,14	2,48	
Büro	2,00	0,20	1,31	1,20	0,40	0,59	3,20	0,19	1,89	0,12	2,98	
Schule	3,00	0,36	1,56	1,20	0,40	0,59	4,20	0,28	2,14	0,15	3,99	
Verkauf	5,00	0,26	3,00	1,20	0,40	0,59	6,20	0,22	3,59	0,13	6,05	1
Durch- schnitt		0,28*						0,23		0,14		

 Tabelle 10.
 Zusammenstellung statistischer Werte für Nutzlasten (gemäß [Voi2014], erweitert um Angaben der Durchschnittswerte und für 50a)

* entspricht $V_{50a} = 0,15$ für 50 Jahre

Die vorgestellten untersuchten Systeme, Kapitel 6, sollen in die Kategorie "Industrie" eingeordnet werden. Dementsprechend wird der charakteristische Wert der Nutzungskategorie E1.2 aus dem deutschen nationalen Anhang [EC1-1-1NA] mit 6,0 kN/m² übernommen und es wird ein Variations-koeffizien von $V_{50a} = 0,15$ (aufgerundeter Mittelwert, siehe Tabelle 10) angesetzt. Über das 36,4%-Quantil auf 50 Jahre (dieses entspricht dem 98%-Quantil über 1 Jahr) ergibt sich ein Mittelwert von:

$$\mu_{50a} = X_k \cdot \left(\left(1 - 0.5772 \cdot \sqrt{6} \cdot \frac{V}{\pi} \right) - \sqrt{6} \cdot \frac{V}{\pi} \cdot \ln(-\ln(0.364)) \right)^{-1} = 6.44 \ kN/m^2$$
⁽²⁾

Dementsprechend wird für die weiteren Berechnungen folgendes Nutzlastmodell verwendet:

Nutzlast	μ_{1a}	<i>V</i> _{1<i>a</i>}	μ_{50a}	<i>V</i> _{50<i>a</i>}	V_{50a}	$v_{k,EC1}$	$v_{k,meas}$
INULZIASI	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[-]	[-]	[kN/m²]	[kN/m²]
Industrie	4,32	0,28	6,44	0,15	0,18	6,00	6,00

Tabelle 11. Lastmodelle Wind und Schnee für 3 ausgewählte Stationen in Deutschland

Dass der Mittelwert für den Bezugsraum 50 Jahre über dem charakteristischen Wert liegt, beruht auf der Charakteristik und der Schiefe der Gumbelverteilung. Das 98%-Quantil der Jahresextremwerte entspricht dem Modalwert für 50 Jahre.

Die Modellunsicherheit der Nutzlasten wird der Literatur entnommen. [Han2014] gibt ein Modell mit Mittelwert 1,0, dem Variationskoeffizient von 0,1 mit einer Normal oder Lognormal-Verteilung vor. In der Übersicht bei [Voi2014] werden ähnliche Modelle mit jedoch teils geringeren Variationskoeffizienten gelistet. Gleichwohl und auf der sicheren Seite wird das genannte Modell verwendet. Dieses wird mit dem Nutzlastmodell über die Summe der quadrierten Variationskoeffizienten kombiniert. In Tabelle 11 ist der neue Variationskoeffizient V*_{50a} angegeben.

5.1.4.1 Betrachtungszeitraum

Bei variablen Lasten ist zu beachten, dass ihre statistischen Werte auf den jeweiligen Bezugszeitraum kalibriert sind. Typisch sind Bezugszeiträume von 1 Jahr (1a) oder 50 Jahren (50a). Der Bezug auf 1 Jahr hat den Vorteil, dass z.B. klimatische Lasten, welche nur selten über 50 Jahre hinaus gemessen wurden (z.B. Temperatur), eine Auswertung über die Jahreswerte der vergangenen Jahre gut möglich ist. Stand der Technik ist bei klimatischen Lasten (Wind und Schnee) die Auswertung der Jahresextremwerte und die Extrapolation auf 50 Jahre. Auch bei weiteren variablen Lasten ist dieses ein üblicher Weg. Zwischen den Betrachtungszeiträumen kann mathematisch wie folgt umgerechnet werden [Voi2014]:

$$\sigma_{T2} = \sigma_{T1} \tag{3}$$

$$\mu_{T2} = \mu_{T1} + 0.78 \cdot \sigma_{T1} \cdot \ln\left(\frac{T2}{T1}\right) \tag{4}$$

In den weiteren FORM-Berechnungen wird abhängig vom Bezugszeitraum der anvisierte Sicherheitsindex β zu 4,7 (bei 1 Jahr) oder zu 3,8 (bei 50 Jahren) gewählt. In den hier durchgeführten Berechnungen wurde der Bezugszeitraum zu 50 Jahren gewählt.

5.2 Statistische Datenerhebung auf Widerstandsseite

5.2.1 Werkstoffe

Statistische Werte für die Streckgrenze, die Zugfestigkeit und den Elastizitätsmodul gemäß Anhang E der FprEN1993-1-1 [FprE3-1-1] sind in Tabelle 12 aufgelistet.

Eigenschaft	Mittelwert µ	Variations- koeffizient V	
Streckgrenze fy	1.25 funom	5.5%	
- S355, S420	1,20 fy,nom	5,0%	
- S460 - höher als S460	1,15 f _{y,nom} 1,10 f _{y,nom}	4,5% 3,5%	
Zugfestigkeit f _u - S235, S275 - S355, S420 - S460 und höher	1,20 fu,nom 1,15 fu,nom 1,10 fu,nom	5,0% 4,0% 3,5%	
Elastizitätsmodul E - alle Stahlgüten	1,0 E _{nom}	3,0%	

Tabelle 12. Empfehlung statistischer Parameter zur Streuung der Werkstoffeigenschaften [FprE3-1-1]

5.2.2 Querschnittsabmessungen

5.2.2.1 Literaturwerte

Die in Anhang E der FprEN1993-1-1 [FprE3-1-1] empfohlenen statistischen Werte für Querschnittsabmessungen von H- und I-Walzprofilen sind in Tabelle 13 zu sehen. Diese stützen sich auf [DaS2017], wo als einzige Abweichung ein leicht tieferer Mittelwert von 0,975 für die Flanschdicke dokumentiert wurde. Diese Kennwerte wiederum stammen direkt von den Angaben großer Stahlproduzenten. Informationen zu Einzelmessungen wurden dabei allerdings nicht zur Verfügung gestellt. Somit kann keine Aussage zur Korrelation einzelner Dimensionen gemacht werden, wie sie beispielsweise in [Kal2009] für kleine IPE-Profile vorhanden sind. Insbesondere die Korrelation zwischen den Abmessungen der beiden Flansche eines Querschnitts ist für probabilistische Analysen von Interesse.

 Tabelle 13.
 Empfehlung statistische Parameter zur Streuung der Abmessungen von H- und I-Walzprofilen [FprE3-1-1]

Dimension	Mittelwert µ	Variations- koeffizient V	
Höhe h	1,0 h _{nom}	0,9%	
Breite b	1,0 b _{nom}	0,9%	
Stegdicke tw	1,0 t _{w,nom}	2,5%	
Flanschdicke t _f	0,98 t _{f,nom}	2,5%	

5.2.2.2 Untersuchungen ETH Zürich

Innerhalb der Projektlaufzeit wurde eine anonymisierte und breit angelegte Stichprobenentnahme bei Stahlhändlern mit vielfältigem Profilsortiment durchgeführt. Die untersuchten Stahlträger stammten dabei hauptsächlich von Produzenten aus Deutschland und Luxemburg, vereinzelt auch aus Spanien, Italien und Großbritannien. Wie in Bild 6 erkennbar, wurden insgesamt 561 voneinander unabhängige Querschnitte vermessen. Die resultierenden statistischen Kennwerte sind in Tabelle 14 aufgelistet, die dazugehörigen Streudiagramme sind in Bild 7 gegeben. Es ist anzumerken, dass die berücksichtigten Werte für die Breite b und Flanschdicke t_f jeweils einem Mittel der Messungen an beiden Flanschen entsprechen. Generell kann festgestellt werden, dass die erhaltenen Werte sehr gut mit denjenigen in [FprE3-1-1] übereinstimmen. Zudem ist erkennbar, dass größere Profile, in dieser auf den Nominalwert bezogenen Betrachtung, tendenziell weniger stark streuen.



Bild 6. Übersicht der aufgenommenen Querschnitte zur von der ETH Zürich durchgeführten Datenerhebung zu Abmessungen von H- und I-Walzprofilen



Bild 7. Streudiagramme zur von der ETH Zürich durchgeführten Datenerhebung zu Abmessungen von Hund I-Walzprofilen

Dimension	Mittelwert µ	Variations- koeffizient V	
Höhe h	1,005 h _{nom}	0,51%	
Breite b	1,001 b _{nom}	0,60%	
Stegdicke tw	1,014 t _{w,nom}	3,57%	
Flanschdicke t _f	0,981 t _{f,nom}	2,82%	

Tabelle 14. Statistische Auswertung der von der ETH Zürich durchgeführten Datenerhebung zuAbmessungen von H- und I-Walzprofilen

Bild 8 zeigt die Korrelation der Flanschabmessungen. Es ist ersichtlich, dass sowohl die Breiten- wie auch Flanschdickenmessungen eines Querschnitts stark korrelieren. Somit kann in probabilistischen Untersuchungen vereinfachend davon ausgegangen werden, dass die Dimensionen der beiden Flansche jeweils übereinstimmen. Weiter konnte festgestellt werden, dass keine statistische Abhängigkeit zwischen Flanschbreite und Flanschdicke besteht.



Bild 8. Korrelations-Streudiagramme zur von der ETH Zürich durchgeführten Datenerhebung zu Abmessungen von H- und I-Walzprofilen



Bild 9. Korrelations-Streudiagramme zur von der ETH Zürich durchgeführten Datenerhebung zu Abmessungen von H- und I-Walzprofilen

Neben den 561 Querschnittsmessungen, welche jeweils an einem Ende der Träger durchgeführt wurden, erfolgten für ausgewählte Träger regelmäßige Messungen entlang der Längsachse. Dabei wurden Höhe, Breite sowie Flanschdicke in Abständen von 2 Metern aufgenommen. Eine Messung der Stegdicke war aufgrund der fehlenden messtechnischen Zugänglichkeit nicht realisierbar. Die entsprechenden Verläufe sind in Bild 9 dargestellt. Man erkennt, dass Breite und Dicke der Flansche entlang eines Trägers nur gering streuen. Bezüglich der Höhe weisen zwei der sechs untersuchten Träger eine deutliche Abnahme an den Enden auf. Dabei gilt es zu erwähnen, dass die Messung

der Höhe, ebenfalls aus Gründen der Unzugänglichkeit, nicht zentral am Steg durchgeführt werden konnte, sondern weiter außen an den Flanschspitzen erfolgen musste.

5.3 Erstellung Wichtungsbasis

Die klimatischen Einwirkungen sind geografisch verschieden. Auf den Gesamtsicherheitszustand nehmen sie u.a. über die Bauwerksdichte (Stahlbau) gewichtet Einfluss. Verschiedene Parameter korrelieren mit der Bauwerksdichte, z.B. Bevölkerungsdichte oder die Landnutzung der Industrie. Für die flächendeckende Bewertung des Sicherheitszustands der Stahlbauten in Deutschland sind also Wichtungen der Gebäudearten über Deutschland gefragt. Um diese ermitteln zu können, wird auf verschiedene Datensätze zurückgegriffen.

5.3.1 Einwohner über Deutschland

In Bild 10 sind Bevölkerungsparameter auf der Deutschlandkarte dargestellt, dabei ist auf dem linken Bild mit farblicher Markierung die Anzahl an Einwohnern pro Landkreis und rechts die einwohnerstärksten Städte gezeigt. Mit dieser Information können weitere Beurteilung bzgl. der Verteilung von Gebäuden vorgenommen werden, z.B. sind Parkhäuser, Sportstadien oder auch Industriebauten in einwohnerstarken Bereichen häufiger vorhanden als in einwohnerschwachen Gegenden, es ist also durchaus von einer Korrelation auszugehen.



Bild 10. Anzahl der Einwohner in jeweiligen Landkreisen (links), Einwohnerstärke Städte in Deutschland (rechts) [[© GeoBasis-DE/BKG 2021]

In Bild 11 sind die 20 einwohnerstärksten Städte in Deutschland mit ihrer Einwohneranzahl dargestellt. Die ausgewerteten Standorte (siehe Abschnitt 5.1.3) decken 14 der 20 größten Städte in Deutschland ab.



Bild 11. Die 20 größten Städte Deutschland mit zugehöriger Einwohnerzahl

5.3.2 Landnutzung Industrie

Eine weitere Auswertung erfolgt auf Basis der "CORINE Land Cover"-Daten [COR2018] ("Coordination of Information on the Environment"), mit welchen anhand von Satellitendaten in Europa die Bodenbedeckung klassifiziert werden konnten. Ziel dieser Daten ist es, die Veränderung der Flächennutzung und Umweltprobleme zu beobachten. Aufgeschlüsselt sind diese in europaeinheitliche Nutzungsklassen, Bild 12. Der aktuelle Stand stammt aus dem Jahr 2018. Von Interesse für diese Studie ist die Nutzungsklasse "Industrial or commercial units" (Nr. 121), anhand der weitere Auswertungen vorgenommen werden.



Bild 12. Nutzungsklassen der CORINE-Daten [COR2018]

In Bild 13 sind die der Nutzungsklasse "Industrie" zugeordneten Flächen farblich über Deutschland markiert. Die Flächen sind so fein aufgelöst, dass bei dieser Darstellung diese nur als leichte, lila Schatten erkennbar sind. Auf der rechten Seite des Bildes ist das Luftbild eines Industriegebiets in Aachen abgebildet, ergänzt durch weitere Vergrößerungen. Im Luftbild sind viele Hallenbauwerke, welche Industrie und Gewerbe zugeordnet würden, erkennbar. Dieser Bereich ist auch von den CORINE-Daten lila markiert und somit dem Bereich Industrie zugeordnet.



Bild 13. Darstellung der Flächen der Nutzungskategorie "Industrial or commercial units" (Nr. 121) (links), Vergrößerung auf Industriegebiet in Aachen (auch links markiert), mit Darstellung des Luftbildes

Die Flächengröße der Nutzklasse Industrie kann jeweils auch auf die Flächengröße der einzelnen Kreise bezogen werden (siehe Bild 14), um damit den flächigen Anteil der Industrie für den jeweiligen Kreis zu bestimmen. Für den Kreis Aachen ist dies 3,68%, in Mannheim hingegen 17,16%. Der Landkreis mit dem höchsten Flächenanteil an Industrie an der Gesamtfläche ist die Stadt Schweinfurt mit knapp 20%. Insgesamt ist in Deutschland nach CORINE nur 1,49% der Fläche der Nutzungskategorie Industrie zugeordnet.



	Landkreis	Fläche [km²]	Anteil In- dustrie [%]
1.	Schweinfurt	35,49	19,77
2.	Ludwigshafen am Rhein	78,00	18,57
3.	Regensburg	79,70	18,08
4.	Gelsenkirchen	105,30	17,63
5.	Mannheim	145,11	17,16
	Stuttgart	201,00	10,7
	Aachen (Re- gion)	705,43	3,68
-	Deutschland	5.325,00	1,49

Bild 14. Anteil Nutzungskategorie Industrie über Flächengröße des jeweiligen Kreises

5.3.3 Art der Stahlbauten

In einem nächsten Schritt wird mit den Daten der BFS Data [BFS2022] (Datenbank des Bauforum Stahl, welche auf Daten der "GENESIS-Online" [GEN2021], einer Datenbank des Statistischen Bundesamts, basiert) die Wichtung von Stahlbauten im Bereich Industriebauten bestimmt. Dazu werden Daten für die Baufertigstellung bei Neubauten für Nichtwohngebäude in allen Bauweisen in Deutschland über die vergangenen Jahre ausgewertet und anhand ihres Rauminhaltes aufgelistet, Bild 15 (links). Die Bewertung erfolgt anhand des Rauminhalts, dieses erscheint sinnvoller als anhand der Anzahl, da so größere Bauwerke auch stärker gewichtet werden. In Bild 15 (rechts) sind nur die Nichtwohngebäude dargestellt, die der Bauweise Stahlbau zugeordnet sind. Die Kategorien "Handels- und Lagergebäude" ("H&L") und "Fabrik- und Werkstattgebäude" ("F&W") werden als die für die Industrie maßgebenden Gebäudekategorien angenommen. Diese würden somit die Bauweise der bei CORINE bestimmten Nutzklasse "Industrie" widerspiegeln. Ein Gegenüberstellen dieser beiden Kategorien zusammen ("Handels- und Lagergebäude" + "Fabrik- und Werkstattgebäude") in "nur Stahlbauweise" zu "alle Bauweisen" ergibt einen recht konstanten Anteil von 29% über die betrachteten Jahre, Bild 16 (links).



Bild 15. Baufertigstellung Neubauten für Nichtwohngebäude: alle Bauweisen (links) und nur Stahlbauweise (rechts)



Bild 16. Baufertigstellung Neubauten für Nichtwohngebäude: Nur "Handels- und Lagergebäude" und "Fabrik- und Werkstattgebäude" zusammen (als Annahme für "Industrie" aufgeteilt in Bauweise (links); Alle Nichtwohngebäude aufgeteilt in Bauweisen (rechts)

Es wird somit angenommen, dass ca. 29% der Bauwerke, die der Nutzklasse "Industrie" zugeordnet sind, in Stahlbauweise erstellt werden (siehe auch Bild 18 (oben links)). In Bild 16 (rechts) ist ferner als Vergleich aufgezeigt, wie sich die Bauweisen über alle Nichtwohngebäude aufteilen, in diesem Fall ist der Anteil der Stahlbauweise zu 25% anzunehmen.

Eine weitere Aufschlüsselung kann über die Stahlbauproduktion (Gesamttonnage) erfolgen, welche in [BFS2022] nach den jeweiligen Konstruktionen aufgeschlüsselt ist, Bild 17 (links). Hier werden für die Nutzklasse Industrie als maßgebend angesehen: "Stütz- und Trägerkonstruktionen", "Hallen" und "Skelettkonstruktionen". Diese drei Nutzklassen werden zusammengenommen und jeweils hinsichtlich ihrer Anteile an der Produktionsmenge dargestellt, Bild 17 (rechts). Seit 2014 sind die entsprechenden Anteile quasi konstant, so dass sich folgende Anteile ergeben:

"Stütz- und Trägerkonstruktionen"	→ 48%
"Hallen"	→ 21%
"Skelettkonstruktionen"	→ 31%

5.3.4 Faltung Stahlbauten mit Industrie

Mit den Werten aus Abschnitt 5.3.3 ist eine Wichtung der Konstruktionen in Stahlbauweise in der Nutzklasse Industrie gegeben. Es kann somit erschlossen werden, in welchen Gegenden vermehrt Bauwerke des Stahlbaus zu erwarten sind, und diese dann auch noch hinsichtlich ihrer Konstruktionen aufschlüsseln.

Die jeweiligen Anteile werden bezogen auf den Anteil Stahlbau der Industrie der einzelnen Kreise in Deutschland, Bild 18. Die Anteile lassen sich einfach berechnen, z.B. in Aachen:

Anteil Hallen Stahlb. in Industrie = Anteil Industrie x Anteil Stahlbau x Anteil Hallen



 $0,22\% = 0,0368 \cdot 0,29 \cdot 0,21$

Bild 17. Produktion Stahlbau (Aufschlüsselung II) nach Konstruktion: Produktion in Tonnen (links); Prozentuale Produktion Stahl der 3 dargestellten Konstruktionen anteilig ihrer gemeinsamen Menge



Bild 18. Darstellung der Ergebnisse Anteile Stahlbauweise der Industrie: in Deutschland (oben links), in Stütz- und Trägerkonstruktion (oben rechts), in Skelettkonstruktion (unten links), im Hallenbau (unten rechts)

5.3.5 Vergleich Verteilung Stahlbauten mit Einwohnerzahlen

In den vorherigen Abschnitten wurden die Einwohneranzahl und die anteilige Industriefläche (und damit auch der Anteil an Stahlbauten → ca. 29% der Industrieflächen) in den einzelnen Landkreisen ermittelt. Werden die jeweiligen Bilder 10 und 14 direkt gegenübergestellt, Bild 19, ist erkennbar, dass diese eng korreliert erscheinen. In Kreisen mit vielen Einwohner ist auch viel Industrie vorhanden. Diese Information kann für die spätere Wichtung der Stahlbauten in Deutschland übernommen werden.



Bild 19. Vergleich Einwohnerzahl je Kreis mit Flächenanteil der Industrie je Kreis

6. Festlegung der statischen Systeme (AP 2)

6.1 Statische Systeme

Für die Untersuchung von Systemeffekten ist es erforderlich, konkrete baustatische Systeme zu untersuchen. Der Vorgehensweise vergleichbarer internationaler Studien ([Buo2008], [Zha2016]) entsprechend wurde dabei eine Auswahl festgelegt, welche einfache, zweidimensionale, insbesondere repräsentative Systeme umfasst.

Es werden die vier in Bild 20 dargestellten statischen Systeme untersucht. Diese für Deutschland repräsentative Auswahl deckt die typischen Merkmale des deutschen Stahlbaus ab. Systeme 1 und 2 entsprechen klassischen Rahmensystemen, während System 3 eine Halle mit eingespannten Stützen und Vordach darstellt. System 4 repräsentiert einen Geschossbau mit Stahlbetonkern, bei welchem von Verbunddecken ausgegangen wird und lediglich die Stützen betrachtet werden. Der Abstand der Haupttragwerke bzw. der Rahmensysteme untereinander wird zu 6,0m angenommen. Dieser Wert ist wichtig für den Ansatz des Ausbaulast.



Bild 20. Repräsentative statische Systeme

Bei einer Schrittweite (Delta-Abstand) von 1m ergeben sich die folgenden Systeme:

Tabelle 15.	Ubersicht der Systeme inkl. mög	licher Abmessungen

	Höhe h [m]	Breite b [m]	Breite b2 [m]	Delta [m]	Anzahl [-]	Binderab- stand [m]	Bemerkung [-]
System 1	6,0 bis 10,0	20,0 bis 25,0		1,0	30	6,0	
System 2	6,0 bis 10,0	20,0 bis 25,0		1,0	30	6,0	beide Schiffe gleich
System 3	6,0	18,0	5,0	1,0	1	6,0	Auskragung bleibt
System 4	4,0	8,0 bis 12,0		1,0	5	6,0	beide Schiffe gleich

Die Systeme werden im Folgenden so benannt: **<u>SystemX_hY_bZ</u>**, dabei steht X für die Systemnummer, Y für die Höhenstufe (beginnen bei 0, aufsteigend in 1er Schritten je Delta-Abstand) und Z für die Breitenstufe (beginnen bei 0, aufsteigend in 1er Schritte je Delta-Abstand). Z.B.:

- System1_h0_b0 → System 1; Höhe: 6,0 + 1,0 · 0 = 6,0m; Breite: 20,0 + 1,0 · 0 = 20,0m
- System2_h3_b2 → System 2; Höhe: 6,0 + 1,0 · 3 = 9,0m; Breite: 20,0 + 1,0 · 2 = 22,0m

6.2 Lastansätze

6.2.1 Allgemeines

Für die Beurteilung des Sicherheitszustands typischer Stahlbauten in Deutschland werden Belastungen auf die vorgestellten Systeme angesetzt. Die Lastmodelle, also die statistische Beschreibung der Lasten, die den stochastischen Charakter der Lasten aufnehmen, wurden in Kapitel 5.1 vorgestellt. Die nun dargestellten Lastansätze stellen dar, wie die Belastungen auf die jeweiligen Tragwerke anzusetzen sind. Die Lastansätze sind mit Einheitslasten und Formbeiwerten (c_{pe} -Wert für Wind, Formbeiwert μ für Schnee) so vorbereitet, dass eine Multiplikation mit dem Lastmodell erfolgen kann (die Windgeschwindigkeit ist auf den Böengeschwindigkeitsdruck auf der Gebäudeoberkante umzurechnen). Die Lastansätze werden gemäß Norm bestimmt. Das Eigengewicht und die Nutzlast wird in Richtung der Erdanziehung angesetzt, die Lastansätze für Wind und Schnee entsprechend der jeweiligen Norm ([EC1-1-3], [EC1-1-3NA], [EC1-1-4], [EC1-1-4NA]).

6.2.2 Lastansatz Eigengewicht

Das Eigengewicht wirkt als ständige Last in Richtung der Erdanziehung. Es wird eine 1-Linienlast angesetzt, damit später die statistischen Lastmodelle des Eigengewichts damit multipliziert werden kann. In Bild 21 ist der Lastansatz für das Eigengewicht an den vier Systemen abgebildet.



Bild 21. Lastansatz Eigengewicht für die Systems 1 bis 4

6.2.3 Lastansatz Wind

Die Lastansätze für Wind sind in der Norm [EC1-1-4] gegeben. Die Windströmung am Gebäude führt zu Druck- und Soglasten, welche durch die Druckbeiwerte c_{pe} -Werte bestimmt werden können. Bei Satteldächern ist die Dachfläche in vier Flächen zu unterscheiden. Diese Flächen (G, H, J, I) weisen unterschiedliche Druckbeiwerte auf. Die Druckbeiwerte für ein Satteldach mit einem Neigungswinkel von $\alpha = 5^{\circ}$, $\alpha = 10^{\circ}$ (interpoliert) und $\alpha = 15^{\circ}$ sind in Tabelle 16 angegeben.
	L	uvse	ite		Lees	eite	Dachneigung	G	Н	J	I	
27			51			1 1	۶°	-1,2	-0,60	-0,60	-0,60	Sog
2		-				10° 15°	5	0	0	0,20	0	Druck
Wind			Kehle				10°	-1,0	-0,45	-0,80	-0,50	Sog
- 0=	G	н	IPCO 201	J	1		10	0,10	0,10	0,10	0	Druck
			1E				-0,80	-0,30	-1,0	-0,40	Sog	
3	F								0,20	0,20	0	0
<u> </u>					(10° interpoliert	(10° interpoliert aus 5° und 15°)						
	-		-	<u>e/10</u>			Quelle: [EC1-1-	4]				

Tabelle 16. Einteilung der Dachflächen bei Sattel- und Trogdächern und Druckbeiwerte cpe, 10

Die Druckbeiwerte der vertikalen Wände sind von dem h/d-Verhältnis abhängig, das sich bei den verschiedenen Abmessungen des Systems ändert. Für die Basisabmessung des ersten Systems beträgt dieses Verhältnis $\frac{h_2}{d} = \frac{7,763m}{20m} = 0,388$. Die dadurch entstehenden Außendruckbeiwerte werden ebenfalls mittels Interpolation aus den Außendruckbeiwerten für h/d = 1 und $h/d \le 0,25$ berechnet und sind Tabelle 17 zu entnehmen.

Tabelle 17. Druckbeiwerte für vertikale Wände von Gebäuden mit rechteckigem Grundriss

Verhältnis Höhe / Tiefe	D	Ε
h/d = 1	0,8	-0,5
h/d = 0,388	0,718	-0,337
$h/d \le 0,25$	0,7	-0,3

Da bei Dächern mit flacher bzw. mittlerer Neigung (System 1) sich das Vorzeichen der Druckbeiwerte rasch ändert, sind gemäß Norm 4 Fälle zu berücksichtigen. Die jeweiligen Dachseiten sind dabei mit minimalen und maximalen Werten zu kombinierten. Für System 1 ergeben sich die Fälle Sog-Sog (Wa), Druck-Druck (Wb), Sog-Druck (Wc) und Druck-Sog (Wd). Diese sind am System mit den geringsten Abmessungen in Bild 22 dargestellt. Für das System 1 mit größeren Abmessungen können die Werte leicht verändert sein, dieses wird in der Programmierung berücksichtigt.



Bild 22. Lastansatz Wind auf System 1 (von oben links nach rechts unten: Wa, Wb, Wc, Wd)

Bei dem ersten Lastansatz "Wa" herrscht auf der gesamten Dachfläche Sog, die abhängig von dem Dachflächenbereich zwischen 0,45 kN/m und 1,0 kN/m liegt. Bei dem zweiten Lastansatz "Wb" erzeugt der Wind eine Druckbelastung auf der Dachfläche. Der Dachabschnitt I weist hier keine Belastung auf, da dieser in jedem Fall mit einer Sogkraft beansprucht wird und günstige Einwirkungen auf das Tragverhalten nicht berücksichtigt werden. Die Druckbeiwerte der Dachflächen G, H und J betragen 0,1. Beim dritten Lastansatz "Wc" wird die linke Hälfte des Hallendaches mit einer Sogkraft beansprucht und die rechte Hälfte mit einer Druckkraft. Auch in diesem wird der Dachabschnitt I aus denselben Gründen wie bei Lastansatz 2 nicht belastet. Der vierte Lastansatz "Wd" ist ebenfalls eine Kombination aus Druck- und Sogeinwirkungen. In diesem Fall wird nun die linke Hallendachhälfte mit einer Druckkraft beansprucht und die rechte Hälfte mit einer Sogkraft, was zu einem voll belasteten Dach führt.

In Bild 23, Bild 24 und Bild 25 sind die Lastansätze Wind für die Systeme 2 bis 4 mit den jeweils geringsten Abmessungen dargestellt. Da dies Systeme mit Flachdächern sind, ergeben sich weniger Lastansätze. Die jeweiligen Werte können den Bildern entnommen werden. Für die Systeme mit größeren Abmessungen können die Werte leicht verändert sein, dieses wurde in der Programmierung berücksichtigt.



Bild 23. Lastansatz Wind auf System 2 (von links nach rechts: Wa, Wb)



Bild 24. Lastansatz Wind auf System 3 (von links nach rechts: Wa, Wb)



Bild 25. Lastansatz Wind auf System 4 (von links nach rechts: Wa, Wb)

Die Lastansätze wurden wie erwähnt gemäß Norm gewählt. In diesen Ansätzen werden die Druckbeiwerte vereinfacht angesetzt. Allerdings unterliegen die Druckbeiwerte in Wirklichkeit gewissen Streuungen. Um diese Variabilität besser zu quantifizieren, werden noch Auswertungen aus eigenen Windkanalmessungen mit einbezogen.

In [Kra2014] wird ein Modell für den Winddruck mit einem Mittelwert von 0,85, einem Variationskoeffizient von 0,1 mit einer Normalverteilung angenommen. Umgerechnet auf die Windgeschwindigkeit, welche hier als streuende Größe (und in der Berechnung auf Druck umgerechnet wird) angesetzt wird, wird auf der sicheren Seite ein Modell mit Mittelwert 1,0, Variationskoeffizient 0,1 und einer Log-Normalverteilung angesetzt. Die Variabilität wird berücksichtigt, indem der endgültige Variationskoeffizient über die Summe der Quadrate der Variationskoeffizienten ermittelt wird (siehe später V^* in Tabelle 49).

6.2.4 Lastansatz Schnee

Die Schneelast wirkt nur auf die Dachfläche und ist in [EC1-1-3] bzw. [EC1-1-3NA] beschrieben. Je nach Dach ergeben sich (begründet durch Schneeverwehung) 3 Lastansätze. Bei dem ersten Lastansatz für Schnee "Sa" wird die gesamte Dachfläche voll belastet. Die Belastung ist symmetrisch und belastet somit beide Dachhälften der Halle gleichermaßen. Der Formbeiwert für die Schneelast bei voller Belastung und einer Dachneigung von $0^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ}$ beträgt $\mu = 0.8$. Im zweiten Lastansatz "Sb" wird die linke Dachhälfte der Halle voll, die rechte hingegen nur halb belastet, was zu einer asymmetrischen Belastung führt. Dementsprechend beträgt der Formbeiwert der rechten Dachhälfte $\mu = 0.4$ und der Formbeiwert der linken Dachhälfte $\mu = 0.8$. Bei dem dritten Lastansatz "Sc" ist nun die linke Hallendachhälfte halb und die rechte Hälfte voll belastet, was zu einem Formbeiwert von $\mu = 0.4$ auf der linken und $\mu = 0.8$ auf der rechten Dachhälfte führt. Diese Lastansätze gelten für alle 4 Systeme und sind in Bild 26, Bild 27, Bild 28 und Bild 29 dargestellt.



Bild 26. Lastansatz Schnee auf System 1 (von oben links nach unten: Sa, Sb, Sc)



Bild 27. Lastansatz Schnee auf System 2 (von oben links nach unten: Sa, Sb, Sc)



Bild 28. Lastansatz Schnee auf System 3 (von oben links nach unten: Sa, Sb, Sc)



Bild 29. Lastansatz Schnee auf System 4 (von oben links nach unten: Sa, Sb, Sc)

Für den Lastansatz (Formbeiwerte) von Schnee wird ein Modell der Variabilität mit 1,0 / 0,2 / LN angenommen. Diese ist im Einklang mit der Auflistung in [Voi2014]. Die Verrechnung erfolgt ebenfalls über die Summe der quadrierten Variationskoeffizienten und ist in Tabelle 50 mit V* dargestellt.

6.2.5 Lastansatz Nutzlast

Die Lastmodelle der Nutzlasten greifen den stochastischen Charakter der Nutzlasten auf. Somit ist es möglich, dass die Last nur auf einer Seite wirkt. Für System 1 bis 3 ergeben sich somit 3 Lastansätze (Vollbelastung und 2x Teilbelegung) und für System 4 ergeben sich 7 Lastansätze, wobei hier die Kombination der Teilbelegung noch nicht berücksichtigt ist. In Bild 30, Bild 31, Bild 32 und Bild 33 sind die Lastansätze der Nutzlast für die System 1 bis 4 dargestellt. Für jedes System wird im ersten Lastansatz die Vollbelegung angesetzt und in den weiteren die Teilbelegung. Für das System 4 werden die einfachen Teilbelegungen berücksichtigt. Die Kombinationen ergeben sich durch die Überlagerung der Einzelbelegungen, dieses wurden in den Berechnungen zunächst nicht aufgenommen. Bei System 1 ist es fraglich, ob eine Nutzlast anzusetzen ist, da ein 10°-geneigtes Dach nur untypischer Weise eine klassische Nutzlast wie Personen, Fahrzeuge, etc. erfährt (ausgenommen Mann-Last mit 1kN).







Bild 31. Lastansatz Nutzlast auf System 2 (von oben links nach unten: Ia, Ib, Ic)



Bild 32. Lastansatz Nutzlast auf System 3 (von oben links nach unten: la, lb, lc)



Bild 33. Lastansatz Nutzlast auf System 4 (von oben links nach rechts unten: Ia, Ib, Ic, Id, Ie, If, Ig)

Die Variabilität des Lastansatzes für Nutzlasten ist schon in Abschnitt 5.1.4 dargestellt. Dieser Ansatz deckt auch die Streuung bzgl. der Belegung der Lasten auf das Tragwerk ab.

6.3 Einflusslinien der Systeme für die einzelnen Lastansätze

In den Berechnungen des Kapitels 10 werden an den vorgestellten 4 Systemen die FORM-Berechnungen an den maßgebenden Stellen durchgeführt. Dazu werden die maximalen Werte der Schnittgrößen der jeweiligen Systeme infolge der angesetzten Belastungen ermittelt, um den Widerstandswert z (\rightarrow Ausnutzung 100%) zu bestimmen. Iterativ nähern sich die FORM-Berechnungen an das finale Ergebnis an, in jedem Schritt werden die Ordinaten gemäß der Verteilung der entsprechenden statistischen Lastmodelle für das jeweilige System angepasst. In jedem Schritt wird somit eine neue Tragwerksberechnung erforderlich, deren Ablauf jedoch beschleunigt werden kann. So werden die maßgebenden Schnittgrößenverläufe der vier Systeme infolge der Lastansätze (siehe 6.2), jeweils mit Einheitslasten und Berücksichtigung der Formbeiwerte (c_{pe} für Wind, μ für Schnee) ermittelt. Dazu wurde ein Python-Skript geschrieben, welches die Systeme mit den jeweiligen Abmessungen (siehe Tabelle 15) im Statik-Programm *RSTAB* modelliert, die Lasten als Einheitslast mit Formbeiwerten ansetzt, die Schnittgrößen berechnet und diese als Tabellen ausgibt. Die Multiplikation mit dem jeweiligen Belastungswert (Böengeschwingigkeitsdruck auf Gebäudeoberkante, Schneelast oder Nutzlast) führt zu den jeweiligen Schnittgrößenverläufen.

6.4 Lastkombinationen

Lastkombinationen erfolgen nach [DINEN1990, DINEN1990+NA]. In den Berechnungen wird vereinfacht das Eigengewicht nur mit einer variablen Belastung kombiniert, somit ergeben sich die in Tabelle 18 dargestellten Lastkombinationen, welche in den Berechnungen aufgegriffen werden.

Lastfälle	System 1	System 2	System 3	System 4
Eigengewicht	E+0	E+0	E+0	E+0
Wind	E+Wa E+Wb E+Wc E+Wd	E+Wa E+Wb	E+Wa E+Wb	E+Wa E+Wb
Schnee	E+Sa E+Sb E+Sc	E+Sa E+Sb E+Sc	E+Sa E+Sb E+Sc	E+Sa E+Sb E+Sc
Nutzlast	E+la E+lb E+lc	E+la E+lb E+lc	E+la E+lb E+lc	E+la E+lb E+lc E+ld E+le E+lf E+lg

Tabelle 18. Betrachtete Lastkombinationen auf die ausgewählten Systeme

7. Methoden (AP 3)

7.1 Methoden der Sicherheitstheorie

7.1.1 Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden

Ein historischer Abriss der typischen Zuverlässigkeitsmethoden zeigt Tabelle 19 [Sch2007]. Für ausführliche Erklärungen wird auf die einschlägige Literatur verwiesen (z.B. [Sch2007, Voi2014] etc.).

Tabelle 19. Meilensteine der Zuverlässigkeitsmethoden [Sch2007]





7.1.2 Level-Niveaus

Zur Bestimmung von Bemessungswerten werden in der DIN EN 1990 [DINEN1990] zwei Gruppen von Methoden genannt: Erstens die Gruppe der "Deterministischen Methoden" und zweitens die Gruppe der "Probabilistischen Methoden", siehe auch Bild C.1 in DIN EN 1990 [DINEN1990]. Bis

heute beruhen einige Werte in der Norm auf deterministischen Werten. Bemessungswerte sind über die Jahre aus Erfahrungen und historischer Entwicklung entstanden und haben sich als "nicht-falsch" herausgestellt. Die Größen werden nur mit einem einzigen Wert, z.B. dem Mittelwert oder einem anderen charakteristischen Wert angegeben. Eine Abschätzung der Versagenswahrscheinlichkeit ist nicht möglich.

Detailliertere Methoden, welche auch dem stochastischen Charakter der Variablen Rechnung tragen, sind die probabilistischen Methoden. Mit ihnen lassen sich Aussagen über die Versagenswahrscheinlichkeit p_f bzw. dem Sicherheitsindex β der betrachteten Situation aus Einwirkung und Widerstand treffen. Jedoch sind für diese Berechnungen große Stichproben auf beiden Seiten nötig, welche nicht immer gegeben sind.

Die Methoden zur Bewertung des Sicherheitszustandes lassen sich unterscheiden hinsichtlich des Detaillierungsgrades in aufsteigende Level-Niveaus [Sch1996, Spa1992, EN1990]:

Level I: Werte zur Bemessung werden anhand eines deterministischen Wertes bestimmt, welcher mit einem Teilsicherheitsbeiwert multipliziert (Einwirkung) oder dividiert (Widerstand) wird. Üblicherweise ergibt sich dieser Wert aus dem Mittelwert oder einem Quantil-Wert. In diesen gehen jedoch die (eventuell bekannten) Verteilungsfunktionen der Variablen nicht in die Bewertung hinsichtlich der Versagenswahrscheinlichkeit ein. Die geforderte Tragwerkssicherheit wird über die Teilsicherheitsbeiwerte erreicht, welche zu dem gewünschten Abstand zwischen Einwirkung und Widerstand führen. Dieses Verfahren wird "semiprobabilistisch" genannt.

Level II: Werte zur Bemessung werden mit zwei Werten bestimmt, die sich anhand der anzunehmen Verteilung ergeben, z.B. Mittelwert und Standardabweichung. Oft werden die Verteilungen, wenn nicht normalverteilt, der Normalverteilung angepasst. Über die abgebildeten Wahrscheinlichkeitsverläufe können die Versagenswahrscheinlichkeit p_f und eine Zuverlässigkeit β bestimmt werden. Eine im Eurocode 0 dazu aufgeführte Methode ist die Zuverlässigkeitsmethode 1. Ordnung FORM ("First Order Reliability Method").

Level III: Werte der Bemessung werden mit ihren Verteilungsfunktionen herangezogen, wodurch sich ein genauer Vergleich und eine genaue Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit ergibt. Diese Methode ist nur anwendbar, wenn sowohl für die Einwirkungs- wie auch für die Widerstandsseite ausreichend große Stichproben vorliegen. Dann können die Wahrscheinlichkeiten der Variablen gegenübergestellt und die Versagenswahrscheinlichkeit bestimmt werden, dabei können sowohl mathematische Verfahren, wie auch Monte-Carlo-Simulationen verwendet werden.

Level IV: Werte der Bemessung werden auch hinsichtlich ökonomischer Aspekte betrachtet. Verglichen werden die Kosten der Nutzungsdauer und der potenziellen Versagenskosten, sodass diese im Gesamten minimal werden. Das Risiko und das Schadensausmaß werden somit betrachtet.

Im Folgenden werden die für diese Studie maßgebenden Methoden der Level II und III vorgestellt.

7.1.3 Methode mit FORM (Level II)

Für die Level II Methode mit FORM ("First Order Reliability Method") werden an der Bemessungsstelle der Systeme, notwendigerweise unter Umrechnung der Originalverteilungen der Basisvariablen X_i in die Normalverteilung, die Grenzzustandsgleichungen $g(X_i)$ mit ihren statistischen Parametern der Einwirkungs- und Widerstandsseite aufgestellt.

Liegt jeweils auf Einwirkungs- bzw. Widerstandsseite nur eine Variable vor, kann das Vorgehen deutlich vereinfacht werden. Es werden die Wichtungsfaktoren α bestimmt und der Sicherheitsindex β berechnet mit:

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sigma_G} \qquad \qquad \text{bzw.} \qquad \qquad \alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sigma_G}$$
$$\mu_g = \mu_R - \mu_E \qquad \qquad \text{und} \qquad \qquad \sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$$

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G}$$

ŀ

Somit kann der kürzeste Abstand zur Grenzzustandsgleichung bzw. zum Bemessungspunkt ermittelt werden mit:

$$E_{Ed} = \mu_E - \alpha_E \cdot \beta \cdot \sigma_E \tag{5}$$

$$R_{Ed} = \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \tag{6}$$

Ein iteratives Verfahren, das bei mehreren oder bei nicht-normalverteilten Variablen angewendet werden kann, ist in Bild 34 dargestellt. Die Iteration ist abgeschlossen, wenn der angezielte Sicherheitsindex erreicht ist. Über die ermittelten zugehörigen Wichtungsfaktoren können die Teilsicherheitsbeiwerte errechnet werden. Diese lassen sich wiederum den Bestimmungen der DIN EN 1990 + NA [DINEN1990NA] anpassen.

Bei der Methode FORM wird die sich ergebende Grenzzustandsgleichung, falls nötig, linearisiert, bei der Methode SORM ("Second Order Reliability Method") wird eine nicht-lineare Grenzzustandsgleichung mit einer Funktion zweiten Grades angepasst. Die Methode FORM hat sich dennoch gegenüber SORM durchsetzt.



Bild 34. Iteration mit FORM auf Level II [Mer1995]

7.1.4 Vollprobabilistische Methoden (Level III)

Für an vollprobabilistischen oder Level III Niveau orientierenden Methoden werden die Versagenswahrscheinlichkeiten P_f im Sinne von Bild 35 ermittelt. Diese betrachten den stochastischen Charakter sowohl auf der Einwirkungs- als auch der Widerstandsseite, dabei werden die realen Verteilungen (z.B. Extremwertverteilungen für die variablen Einwirkungen) verwendet. Aus P_f können wiederum Sicherheitsindizes β bestimmt werden. Weitere Möglichkeiten zur Berechnung des Sicherheitszustands in Level III ist die Monte-Carlo-Simulation oder die numerische Integration der Verteilungskurven im ggf. mehrdimensionalen Raum.



Bild 35. Grundsätzliche Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit über das Faltungsintegral in Level III

Solange lineare Verhältnisse vorliegen, kann eine angenäherte Level III Analyse analytisch bzw. über numerische Integration unter Vermeidung von vollständigen statistischen Simulationen durchgeführt werden. Für die Verteilungsfunktionen $F_R(x)$, für die i.d.R. die log-Normalverteilungsdichtefunktion zugrunde gelegt wird, werden entsprechend genauer Näherungen verwendet. Die Häufigkeitsdichteverteilungen $f_S(x)$ der Effekte am Bemessungspunkt entstammen dabei sowohl aus permanenten als auch variablen Einwirkungen. Um diese zu erzeugen, werden die einzelnen Wahrscheinlichkeitsverteilungen über die "Und-Regel" der Wahrscheinlichkeitstheorie kombiniert, in den gleichen Bezugszeitraum transformiert und anschließend differenziert.

7.2 CodeCalibration Verfahren

7.2.1 Allgemein

Die semiprobabilistische Bemessung beinhaltet die Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite, γ_F und γ_M . Da es beiden Seiten jeweils unterschiedliche Faktoren gibt (z.B. unterschiedliche γ_F für ständige und veränderliche Lasten oder unterschiedliche γ_M je nach Material), ergibt sich die Situation, dass der resultierende Sicherheitsindex β für unterschiedliche Lastverhältnisse χ nicht gleich bleibt, wobei ein definierter Satz statistischer Parameter sowohl für die Einwirkung und den Widerstand als auch für das lineare mechanische Verhalten vorausgesetzt wird. Das Lastverhältnis kann dabei mit:

$$\chi = \frac{Q}{Q+G} \tag{7}$$

ausgedrückt werden – dabei stellt "Q" die veränderlichen Lasten und "(Q+G)" die aus ständigen und veränderlichen Lasten bestehende Lastgesamtheit dar.

Der Effekt des schwankenden β ist seit langem bekannt [Gul2012], sowohl bei der Erarbeitung der ENV-Fassung von EC1 in den 1980er Jahren oder auch in den aktuellen EN 1990 [EN1990] in den 1990er Jahren. Eine Anleitung zur Überwindung dieser Situation, zumindest bis zu einem gewissen Grad, wird in der aktuellen EN 1990 [EN1990] durch die Bereitstellung von zwei Optionen für die Wahl der Kombinationsregeln (6.10a) und (6.10b) gegeben.

Die Auswertung von β in Abhängigkeit vom Lastverhältnis χ kann für alle Bauweisen bzw. Baustoffe erfolgen. Berücksichtigt man dann ihre jeweiligen (Markt-)Anteile, kann ein Gesamteindruck der Sicherheit gewonnen werden. Dazu müssen die materialbezogenen Grenzzustandsfunktionen verallgemeinert werden, indem die verschiedenen materialbezogenen Widerstandsfunktionen in ihrer Bedeutung abgeschätzt bzw. gewichtet und einer elementaren Widerstandsfunktion zugeordnet werden, die die Auslegung eines bestimmten Materials als Ganzes repräsentiert. Diese wird in der CodeCalibraton Methode (kurz "CodeCal") [ISO2394, JCSS2001a] nachvollzogen. Dabei werden in einer inneren Schleife für ein gegebenes Set an Sicherheitsbeiwerten γ_i und für eine Grenzzustandsfunktion die resultierende Abweichung des Sicherheitsindex ermittelt, und zwar für viele Lastverhältnisse χ mit bestimmten Schrittweiten und Intervallgrenzen. In äußeren Schleifen (Anzahl äußerer Schleifen entspricht Anzahl zu variierender Sicherheitsbeiwerte γ_i) werden die Sicherheitsbeiwerte variiert. Dies kann in voller Kombination aller γ_i oder zielorientierter Kombination von γ_i erfolgen. Aus den sich ergebenden Wertefeldern $\Sigma \Delta \beta^2$ von wird das absolute Minimum ermittelt. Das zugehörige Set an γ_i -Werten ist dann das angezielte Set. Ein Flussdiagramm des CodeCal Verfahrens ist in Bild 36 zu sehen.



Bild 36. Beispiel für eine Flussdiagrammformulierung für CodeCal unter Verwendung einer elementaren Grenzwertfunktion [Fun2021]

Ziel der CodeCalibration ist eine Minimierung der Streuung der von χ abhängigen Sicherheitsindizes. Dabei kann die gewichtete Summe der quadrierten Abweichungen von β_i als Abweichungsindex $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ bezeichnet werden:

$$\Sigma w_i \Delta \beta^2 = \Sigma w_i \cdot \left(\beta_i - \beta_{target}\right)^2 = MIN \tag{8}$$

Er beschreibt den Grad der Minimierung und kann für den Vergleich der Ergebnisse verschiedener Berechnungen verwendet werden, wobei jedoch zu beachten ist, dass ein solcher Vergleich nur dann gültig ist, wenn in allen Berechnungen, deren Ergebnisse miteinander verglichen werden sollen, derselbe Satz statistischer Parameter verwendet wird.

Um über das Bauwesen greifenden Zustand zu erhalten, werden jeder Situationen Wichtungen zugesprochen. Dabei sind 3 maßgebend, die mit den jeweiligen Indizes gekennzeichnet sind:

- w_i Wichtungsparameter über $\alpha_Q(\chi)$
- w_j Wichtungsparameter der Materialien
- w_k Wichtungsparameter der Einwirkungen

Grundsätzlich sind weitere Wichtungen möglich.

Die CodeCalibration Methode ist also eine Meta-Methode zur Angleichung bzw. Homogenisierung von Sicherheitselementen unterschiedlicher Bauweisen mit unterschiedlicher Sensitivität gegenüber

dem Verhältnis χ und Grenzzustandsfunktionen mit unterschiedlichen statistischen Parametern. Darin ist die Ermittlung der einzelnen Sicherheitsindizes β_i , die nach den verschiedenen Verfahren (FORM, Level II, Level III) erfolgen kann, eingebettet.

Die CodeCalibration Methode zielt also auf eine Übersicht über die Gesamtheit der Bauweisensicherheit ab. Wie wir noch sehen werden, resultiert die Homogenisierung des Sicherheitszustands aller Bauweisen i.d.R. in einer Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte γ , meistens solcher, die mit Basisvariablen mit höherer Varianz verbunden sind. Auch dann, wenn das vereinbarte erforderliche Sicherheitsniveau einer Bauweise bereits in isolierter Betrachtung (und nur die ist vereinbart) den Anforderungen sehr gut genügt. Ob der daraus resultierende Satz an (höheren) Teilsicherheitsbeiwerten als Richtschnur einer nationalen Bauwirtschaft angesehen werden kann ist fraglich. Denn die Eingriffe in die Wirtschaftlichkeit einzelner Bauweisen können durchaus negative Konsequenzen nach sich ziehen.

Die Methode CodeCal wird in dem nächsten Abschnitt anhand einiger Beispiele genauer erläutert.

7.2.2 Set an Teilsicherheitsbeiwerten

Zur Berechnung des Widerstandwerts *z* (Schritt 1.1.1) Bild 36) werden die Teilsicherheitsbeiwerte γ für Einwirkungen und Widerstände angesetzt. In den Meta-Studien mit CodeCal sind sie grundsätzlich zu variierende Freiwerte. Die Teilsicherheitsbeiwerte (für Eigengewicht, Verkehrslasten und Widerstand) werden im Folgenden "Set an Teilsicherheitsbeiwerten" genannt. Das Set entspricht somit immer zusammengehörigen Werten (Vektor), welche in der CodeCal eingesetzt wurden und mit denen der Sicherheitsindex und der Abweichungsindex ermittelt wurden. Im Falle der CodeCal Optimisation ergibt sich das maßgebende Set an Teilsicherheitsbewertet durch die Minimierung des Abweichungsindex.

7.2.3 Vorstudie zu einem theoretischen einzelnen Material

7.2.3.1 Allgemein

In einem ersten Schritt wurde für ein beliebiges theoretisches einzelnes Material das Berechnungsverfahren zusammen mit Parametersätzen definiert und in ein selbst entwickeltes Softwaretool [Fun2021] eingeführt, das den Vergleich der Ergebnisse mit den in [CEN2021] oder in der Literatur angegebenen Ergebnissen ermöglichte. Das Flussdiagramm des allgemeinen Berechnungsverfahrens wurde bereits in Bild 36 gezeigt, welches den Empfehlungen des JCSS [JCSS2001] folgt. In Bild 37 ist ein Beispiel für die CodeCal Berechnung an dem Material zu sehen.

7.2.3.2 Erstes Beispiel

In einem ersten Beispiel, das zusammen mit allen statistischen Parametern aus JCSS [JCSS2001] übernommen wurde, wurde eine Code-Kalibrierungsberechnung für ein einzelnes theoretisches Material unter Verwendung von [Fun2021] durchgeführt. In diesem Beispiel wurden zunächst die Teilsicherheitsbeiwerte auf $\gamma_M = 1,10$, $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ festgelegt. Die Ergebnisse der Neuberechnung stimmen perfekt mit dem Original aus [JCSS2001] überein, siehe Bild 37. Deutlich zu erkennen ist die Schwankung von β über das Lastverhältnis χ , insbesondere für $\chi < 0,5$, wobei der Zielwert von β nahezu eingehalten wird.



Schwankender Sicherheitsindex β über χ als Ergebnis einer Code-Kalibrierungsberechnung Bild 37. für einen einzelnes theoretisches Material unter Verwendung von [Fun2021]. Beispiel und statistische Parameter aus [JCSS2001] (min. $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,27$, avg. $\beta = 3,77$)

Danach wurde der Untersuchungsbereich für das erste Beispiel erweitert, indem das Minimum von β unter frei einstellbaren γ -Werten gefunden wurde. Die entsprechende Berechnung wurde dann wieder mit [Fun2021] unter Variation aller freien Teilsicherheitsbeiwerte γ von 1,00 bis 3,00 in Schritten von 0,01 und χ von 0 bis 1,0, in Schritten von 0,1 durchgeführt. Das Ergebnis sind Sets von Teilsicherheitsbeiwerten, denen jeweils ein $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ -Wert zugeordnet ist.

Aus Bild 38 ist erkennbar, dass, wenn die Methode ohne das Festhalten von y-Werten arbeitet, sich zwar ein Minimum von $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,0860$ ergibt, aber die Lösung ist nicht eindeutig. Denn auch bei Werten des Minimums die sich erst nach der vierten Nachkommastelle unterscheiden, werden zugehörige γ -Sätze ausgegeben, die zwar $\beta_{target} \approx 3.8$ erfüllen aber extrem unterschiedlich sind.



Erstes Beispiel: JCSS [JCSS2001], einzelnes Ma-

- $g(x) = z \cdot R \cdot \xi_R (1 \chi) \cdot G \chi \cdot Q \le 0$
- R: LogNormal $\mu = 1,00 / \sigma = 0,05$
- G: Normal $\mu = 1,00 / \sigma = 0,10$
- Q: Gumbel $\mu = 1,00 / \sigma = 0,40$
- Modellunsicherh. ξ_R : LogN. $\mu = 1,00 / \sigma = 0,10$
- Ziel-Sicherheitsindex $\beta_{target} = 3.8$
- ohne Wichtung
- min. $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0.0860$:

Zum Beispiel:

Set 1: $\gamma_G = 1,05$, $\gamma_Q = 1,40$, $\gamma_M = 1,20$ Set 2: γ_G = 1,39, γ_Q = 1,58, γ_M = 1,06



Wird in der grafischen Darstellung der Bereich von $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ erweitert ist erkennbar, dass die Maximalwerte für γ_0 und γ_G leicht ansteigen und die für γ_M sinken, Bild 39. Es bleibt jedoch der Eindruck von sehr zufälligen γ -Sätzen mit nur sehr geringer Änderung des Abweichungsindex $\Sigma w_i \Delta \beta^2$.



Bild 39. Resultierende Sets von Teilsicherheitsbeiwerten γ bei der Neuberechnung des Beispiels von JCSS [JCSS2001] (erstes Beispiel) für ein einzelnes theoretisches Material (begrenzt auf $\Sigma w_i \Delta \beta^2 \leq 0.5$)

Der Zufallscharakter der Ergebnisse kann überwunden werden, wenn wir mindestens einen der Teilsicherheitsbeiwerte festlegen. Damit Bild 40 wurden die Berechnungen wiederholt, Bild 40, wobei die γ_M -Werte von 1,00 bis 1,50 in Schritten von 0,05 festgelegt wurden. In diesem Bereich schwankt der Abweichungsindex ungefähr zwischen 0,087< $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ <0,090, was effektiv kein großer Unterschied ist. Die erreichten β -Indizes schwanken zwischen 3,77 und 3,79, eine ebenfalls sehr geringe Abweichung. Dennoch sind die zugehörigen γ -Sätze deutlich unterschiedlich. Für einen festen Wert von γ_M =1,10 ergibt sich der resultierende Satz von Teilsicherheitsbeiwerten zu γ_G =1,35 und γ_Q =1,50.

Die Methode arbeitet also nur bei Festhalten mindestens eines Wertes, dann können die weiteren y-Werte frei variiert werden



Erstes Beispiel: JCSS [JCSS2001], einzelnes Material

- $-g(x) = z \cdot R \cdot \xi_R (1-\chi) \cdot G \chi \cdot Q \le 0$
- R: LogNormal $\mu = 1,00$ / $\sigma = 0,05$
- G: Normal $\mu = 1,00 / \sigma = 0,10$
- Q: Gumbel $\mu = 1,00$ / $\sigma = 0,40$
- Modellunsicherh. ξ_R :
- LogN. $\mu = 1,00 / \sigma = 0,10$
- Ziel-Sicherheitsindex $\beta_{target} = 3.8$
- Gleichm. gewichtet über $0 \le \chi \le 1,0$

Bild 40. Resultierende Sets von Teilsicherheitsbeiwerten γ bei der Neuberechnung des Beispiels von JCSS [JCSS2001] für ein einzelnes theoretisches Material (zeigt nur Werte für 0,087< $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ <0,090)

In Bild 40 haben wir für das erste Beispiel (gegebener Satz statistischer Parameter und fester Wert von $\gamma_M=1,10$) gesehen, dass sich ein resultierender Satz an Teilsicherheitsbeiwerten mit $\gamma_C=1,35$ und $\gamma_Q=1,50$ ergibt. In Bild 41 ist die entsprechende Hyperfläche dargestellt. Dies wird als "Erstes Beispiel a" bezeichnet.

Die Verringerung (und damit die "Verschlechterung") des Abweichungsindexes vom Optimierungsfall ("Erstes Beispiel a") zu dem Fall mit den festen γ_M -Werten ("Erstes Beispiel") beträgt etwa 1 %.



Jedoch liegt die Änderung in den einzelnen Teilsicherheitsbeiwerten bei 5%.

Bild 41. Resultierende Hyperfläche und übereinstimmende γ -Satz bei der Neuberechnung des Beispiels von JCSS [JCSS2001] für ein einzelnes theoretisches Material (Optimierung mit festem $\gamma_{M}=1,10$)

Wird die Berechnung verfeinert, erhalten wir einen einzigen Satz von Teilsicherheitsbeiwerten, Bild 42. Dennoch kann festgestellt werden, dass es in unmittelbarer Nähe des Minimums deutlich unterschiedliche Sets von γ -Werten gibt, die $\beta_{target} \approx 3,8$ erfüllen. Dies zeigt, dass das Ergebnis nicht eindeutig ist.

Werden die Schritte in den Schleifen für das erste Beispiel verfeinert, erhalten wir einen "optimierten" γ -Satz mit γ_{C} =1,39, γ_{C} =1,58 und γ_{M} =1,06 und mit mehr oder weniger dem gleichen Abweichungsindex min. $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ von 0,086 wie in Bild 40. Das Beispiel in Bild 42 kann also als eine optimierte Berechnung des ersten Beispiels betrachtet werden und wird als "Erstes Beispiel a" bezeichnet.



Erstes Beispiel a: JCSS [JCSS2001], einzelnes Material

- $g(x) = z \cdot R \cdot \xi_R (1 \chi) \cdot G \chi \cdot Q \le 0$
- R: LogNormal $\mu = 1,00$ / $\sigma = 0,05$
- G: Normal $\mu = 1,00$ / $\sigma = 0,10$
- Q: Gumbel μ = 1,00 / σ = 0,40
- Modellunsicherh. ξ_R : LogN. $\mu = 1,00 / \sigma = 0,10$
- Ziel-Sicherheitsindex $\beta_{target} = 3.8$
- Gleichm. Gewichtet über $0 \le \chi \le 1,0$
- Opt: $\gamma_M = 1,06 | \gamma_G = 1,39 | \gamma_Q = 1,58$
- $\blacktriangleright \quad min. \, \Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,086$
- \blacktriangleright avg. $\beta = 3,78$



Der Abweichungsindex kann über die Werte von γ_G und γ_Q der äußeren Schleife des Minimierungs-

verfahrens für feste γ_M in einem 3D-Diagramm aufgetragen werden. Dadurch entsteht eine Hyperfläche, an deren tiefsten Punkt min. $\Sigma w_i \Delta \beta^2$ als Indikator für die Qualität des Minimierungsverfahrens abgelesen und das entsprechenden avg. β bestimmt werden kann, Bild 42.

7.2.4 Verwendete allgemeine und statistische Parameter

Wie bereits erwähnt, haben sich die Überlegungen im CEN/TC250/SC10 in Richtung einer Bewertung des gesamten Sicherheitsniveaus von Tragwerken im Bauwesen unter Einbeziehung aller Baustoffe entwickelt. Mit CodeCal kann auch eine ganzheitliche Bewertung des Sicherheitszustandes über alle Bauweisen und Baustoffe hinweg durchgeführt werden.

Im Folgenden wird zunächst eine solche Gesamtbewertung vorgestellt, und zwar in Form einer Nachrechnung des Beispiels aus Anhang B2 des AHG-Entwurfs "Technical report reliability background of Eurocodes" [CEN2021]. Als weitere Untersuchung im Zusammenhang mit der Einbeziehung mehrerer Materialien dient die Nachrechnung dem Zweck, einen korrekten Abgleich mit den Ergebnissen aus [CEN2021] zu gewährleisten. Zu diesem Zweck wurde dem Software-Berechnungsprogramm [Fun2021] die gewichteten Grenzzustandsfunktionen unter Verwendung der in Tabelle 21 (Tabelle 3.4 in [CEN2021]) angegebenen statistischen Parameter sowie die Wichtungen und Bereiche von a_G und a_Q , siehe Tabelle 20 (Tabelle 3.3 in [CEN2021]), übergeben. Es gilt $a_Q = \chi$ und $a_G = 0,6;1,0,$ gemäß [CEN2021].

Ferner ist zu beachten, dass in Tabelle 21 für Stahl der charakteristische Wert von f_y mit μ =1,00 und COV = 0,05 auf 0,83 festgelegt ist. Der Grund dafür ist, dass

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1 + 4,00 \cdot COV \tag{9}$$

und daher

$$f_{yk} = f_{ym} \cdot k = f_{ym} \cdot \frac{1}{1 + 4,00 \cdot 0,05} = f_{ym} \cdot 0,83$$
⁽¹⁰⁾

Anschließend wurde eine Neuberechnung des Beispiels aus [CEN2021] durchgeführt, indem zunächst die aktuelle Situation neu berechnet wurde.

6%

[0.1-0.5]

i	Material and Limit state	$w_{R,i}$ (weight)	a_{Q} ranges	a_{G} ranges
1	Structural steel yielding strength (bending)	17 %	[0.3-0.8]	
2	Concrete compressive strength	12 %	[0.1-0.7]	
3	Re-bar yield strength (bending)	40 %	[0.1-0.7]	
4	Glulam timber (bending)	3.5 %	[0.2-0.8]	
5	Solid timber (bending)	1.7 %	[0.2-0.8]	[0.6; 1.0]
6	Masonry compression strength	12 %	[0.1-0.7]	
7	Aluminium bending	1.7 %	[0.3-0.8]	
8	Ground pile foundation	6%	[0.1-0.5]	

Tabelle 20. Wichtung w und Bereich von a_G und a_Q (Tabelle 3.3 von [CEN2021])

	Variable Load	$w_{R,i}$ (weight)	
1	Imposed load	50%	
2	Snow	10%	
3	Wind	40%	

9

Shallow foundation

Random variable	Х	Distr.	Mean	V	Char value	Ref. and notes
Desistance model uncertainty	+	type	(μ)	+	(Flacine)	
Staal handing	0	Logn	1.15	0.05	1.00	Under discussion
Steel bending	OR On	Logn.	1.15	0.05	1.00	Under discussion
Concrete compression	OR On	Logn.	1.0355	0.14	1.00	prEN1992-1-1 Annex A
Collete bending	OR An	Logn.	1.0355	0.007	1.00	preN1992-1-1 Annex A
Solid timber bending	O _K	Logn.	1.00	0.10	1.00	
Masonry	θ_R	Logn.	1.00	0.10	1.00	Under discussion
A luminium bending	θ_R	Logn.	1.10	0.15	1.00	
Pile foundation	θ_R	Logn.	1.00	0.20	1.00	
Shallow foundation	θ_R	Logn.	1.00	0.15	1.00	
Material strenght	UN	Login	1.00	0.12	**	
Steel vielding strength	R.	Logn.	1.00	0.05	0.83	prEN1993
Concrete compr strength	R.	Logn.	1.00	0.10	(0.05)	prEN1992-1-1 Annex A
Rebar vielding strength	R_{1}	Logn.	1.00	0.045	(0.05)	prEN1992-1-1 Annex A
Glulam bending strength	R_{4}	Logn.	1.00	0.15	(0.05)	
Solid timber bending strength	R_{5}	Logn.	1.00	0.20	(0.05)	
Masonry compr. strength	R_6	Logn.	1.00	0.16	(0.05)	
Aluminium 0.2% limit	R_7	Logn.	1.00	0.05	0,85	
Cone penetration test value	R 9	Logn.	1.00	0.12	(0.05)	
Uncertainty load effect calcul.						
statically indetermiate frames	$\theta_{c.1}$	Logn.	1.00	0,10	none	
Self-weight						
Self-weight (steel)	$G_{s,1}$	Norm.	1.00	0.03	0,98	
Self-weight (reinforced concrete)	$G_{s,2}$	Norm.	1.00	0.05	0,98	Load model uncertainty load included
Self-weight (glulam)	$G_{s,4}$	Norm.	1.00	0.05	0,95	
Self-weight (solid timber)	$G_{s,5}$	Norm.	1.00	0.10	0,95]
Self-weight (masonry)	$G_{s,6}$	Norm.	1.00	0.07	1,00]
Self-weight (auminium)	$G_{s.7}$	Norm.	1.00	0.04	1,00	For Aluminium: see Annex A
Self-weight (soil)	$G_{s.8}$	Norm.	1.00	0.05	1,00	<u> </u>
Permanent load						
Permanent load (small V)	G_{p}	Norm.	1.00	0.10	1,00	
Permanent load (large V)	G_P^*	Norm.	1.00	0.20	1,33	
Variable loads						
Wind time-invariant part	Θ_{o}	Logn	0.97	0.26	1.08	Extreme for period of 50 a
Wind velocity pressure	Q_1	Gumb.	1.00	0.14	1,00	
Snow time-invariant part	$\Theta_{o_{\gamma}}$	Logn.	0.81	0.26	0.82	Extreme for period of 50 a
Snow load on roof	Q_2	Gumb.	1.00	0.20	0,02	
Imposed load model	Θ_{o_1}	Logn.	1.00	0.10	1 35	Extreme for period of 50 a
Imposed load (office)	O_{1}	Gumbel	1.00	0.26	1,55	Extreme for period of 50 a

 Tabelle 21.
 Statistische Parameter f
 ür verschiedene Materialien und Einwirkungen (Tabelle 3.4 von [CEN2021])

7.2.5 CodeCal-Berechnungen

7.2.5.1 Bestehender Satz von Teilsicherheitsbeiwerten (vgl. Beispiel [CEN2021])

Analog zu [CEN2021] wurden in diesem Beispiel in einem ersten Schritt alle γ -Werte auf die in den aktuellen Eurocodes angegebenen Werten festgelegt, Tabelle 3,d.h. im ersten Schritt wird noch keine Optimierung durchgeführt, sondern die sich ergebenen β -Werte über χ bzw. α_Q für die verschiedenen Bauweisen ausgewertet.

Bild 43 zeigt beispielhaft eines der Ergebnisse der ersten Stufe der Neuberechnung im Vergleich zu den entsprechenden Ergebnissen in Anhang B2 von [CEN2021]. Es gibt fast keinen Unterschied zwischen Original und Neuberechnung (die verbleibenden, aber sehr geringen Abweichungen zwischen den Diagrammen in Bild 43 sind auf weitere geringfügige Änderungen der statistischen Parameter zurückzuführen, die in [CEN2021] enthalten sind, aber hier bei den Neuberechnungen noch nicht berücksichtigt wurden).



Bild 43. Zuverlässigkeitsindizes aus dem AHG-Bericht [CEN2021] (links) und Vergleichsrechnungen nach [Fun2021] (rechts), jeweils für Windlast und über $a_Q = \chi$

Auffällig ist, dass die Materialien (Baustoffe bzw. Bauweisen) sehr große Abweichungen voneinander aufweisen, die in der Regel größer sind als die Abweichung innerhalb eines Materials (mit Ausnahme von "Beton-Biegung", welches die größte interne Streuung aufweist). Die durchschnittliche Bandbreite beträgt etwa $\Sigma w_i \Delta \beta^2 \approx 0.8$. Tabelle 22 zeigt die durchschnittlichen Zuverlässigkeitsindizes pro Material und Einwirkung.

Tabelle 22.	Für die Berechung fest	gehaltene Teilsicherhei	tsbeiwerte für den Widers	tand (links) (Tabelle
	3.2 in [CEN2021]),	und durchschnittliche	Zuverlässigkeitsindizes	pro Material und
	Einwirkung (rechts) (Ta	abelle 3.5 in [CEN2021],)	

i	i	Material and Limit state	Gamma_R Gamma_M
1	1a	Structural steel yielding strength (bending)	1.00
2	2a	Concrete compressive strength	1.50
3	2b	Re-bar yield strength (bending)	1.15
4	3a	Glulam timber (bending)	1.25
5	4a	Solid timber (bending)	1.30
6	5	Masonry compression strength	1.50
7	6a	Aluminium bending	1.10
8	7a	Ground pile foundation	1.50
9	7b	Shallow foundation	1.40

	wind	snow	imposed
Steel bending	3.49	3.14	3.92
Concrete compression	3.84	3.62	4.15
Concrete bending	3.45	3.20	3.83
Glulam bending	3.33	3.08	3.71
Solid timber bending	3.40	3.17	3.74
Masonry	4.10	3.92	4.37
Aluminium bending	3.61	3.31	4.00
Pile foundation	3.55	3.42	3.79
Shallow foundation	3.73	3.59	3.98

Aus Bild 44 wird deutlich, dass der Parameter a_G fast keinen Einfluss hat, wenn die materialbezogenen COVs wie in Tabelle 21 angegeben beibehalten werden.

Darüber hinaus wurden Violinplots produziert. Auch hier konnte eine gute Übereinstimmung gefunden werden. Bild 45 zeigt die Ergebnisse bei Verwendung des "klassischen" Satzes von γ_{F} -Werten (d. h. γ_{C} = 1,35 und γ_{C} = 1,50). Man beachte, dass die Violine für Schnee fast vernachlässigbar ist, da Schnee gemäß [CEN2021] mit einer sehr geringen Gewichtung von w=0,1 faktorisiert wird (siehe Tabelle 20) und somit optisch ablenkt. Dies spielt jedoch keine große Rolle. Der Abweichungsindex beträgt min $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,191$.



Bild 44. Berechnete Zuverlässigkeitsindizes nach [Fun2021] für Windlast über a_Q , wobei zu $a_Q = 0,6$ bzw. $a_Q = 1,0$ variiert wurde

Wir können feststellen:

- Nicht nur bei Verwendung des "klassischen" Satzes von γ_F -Werten mit $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,50$ gibt es über $a_Q = \chi$ betrachtet natürlicherweise Abweichungen des Sicherheitsindizes β gegenüber dem Zielwert.
- Die Streuungen der variablen Lasten äußern sich in deutlichen Streuungen des β-Wertes über χbzw. a_Q, die sich natürlich mit anwachsendem χbzw. a_Q weiter vergrößern. Die resultierende Streuung bei Schnee ist am größten. Sein Mittelwert liegt unter dem Gesamtdurchschnitt. Auch wenn der Gewichtsfaktor mit nur 10% berücksichtigt wird, was den Einfluss mehr oder weniger

vernachlässigbar macht, ist es empfehlenswert, das Belastungsmodell für Schnee zu überdenken. Es wird weiterhin empfohlen, dies im Zuge der Erstellung neuer Schneekarten mit neuen charakteristischen Extremwerten zu tun.

- Die Streuung der β-Werte wird f
 ür Materialien mit geringem Eigengewichtseinfluss gr
 ößer, siehe oben. Daraus wird deutlich, dass die Belastungsstreuung f
 ür Wind, f
 ür Schnee und f
 ür Verkehrslasten einschlie
 ßlich der Lastwichtungsfaktoren jedes der Materialien beeinflusst. Tats
 ächlich ist die Streuung mit allen ver
 änderlichen Lasten zusammen, auch unter Ber
 ücksichtigung der entsprechenden Lastwichtungsfaktoren, noch ausgepr
 ägter als nur mit einer ver
 änderlichen Last.
 Es ist also zu erwarten, dass die Streuungseffekte der Einwirkungen infolge ihrer Varianzen gegen
 über den der Widerst
 ände
 überwiegt.
- Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die Linien der einzelnen Materialien in einem erheblichen Abstand zueinander auftreten. Dies erhöht gewissermaßen die Streuung der Mittelwerte der Materialien und damit der *y*-Werte.



Bild 45. Violinplots aus dem AHG-Bericht [CEN2021] (oben links) und Vergleichsberechnungen nach [Fun2021] (oben rechts und unten links und rechts) für Wind-, Schnee- und Verkehrslasten unter Verwendung des "klassischen" Satzes von γ_F -Werten (d. h. Festsetzung von γ_G = 1,35 und γ_Q = 1,50) mit Festsetzung von Teilsicherheitsbeiwerten für Widerstände, siehe Tabelle 22

7.2.5.2 CodeCal-Optimierung (vgl. Beispiel [CEN2021])

Im zweiten Schritt werden die Differenzen der β -Werte nach CodeCal minimiert. Dabei erhalten wir das, was in Bild 46 dargestellt ist.

 γ_G wird auf 1,20 festgelegt und die Widerstände werden mit ihren entsprechenden γ_M -Werten beibehalten (wie in [CEN2021]). Die variablen Lasten sind frei und wurden der CodeCal Optimierung unterzogen (ebenfalls wie in [CEN2021]) Hingegen wurden die ständigen Lasten "festgesetzt", indem vorab der Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_G = 1,20$ festgelegt wurde.

Auch hier ist es erwähnenswert, dass die diesseitige Berechnung hier wieder zu fast den gleichen (neuen) γ_{F} -Werten führt, wie sie im AHG-Bericht, Anhang B2 [CEN2021], beschrieben sind. Auch können die gleichen Violinplots reproduziert werden.



Bild 46. Violinplots aus dem AHG-Bericht [CEN2021] (oben links) nach CodeCal mit allen Materialien und Vergleichsberechnungen mit [Fun2021] (oben rechts und unten links und rechts) für das Freilassen der Teilsicherheitsbeiwerte für Wind-, Schnee- und Verkehrslasten bei Festsetzung von γ_G =1,20 und Beibehaltung (d.h. auch Festsetzung) der Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände

Aus Bild 46 ist ersichtlich:

• Die Mittelwerte der Sicherheitsindizes sind nun angeglichen; im Allgemeinen gilt dies jedoch nur für die der Belastung. Die materialbezogenen Indizes sind nach wie vor ungleich, wobei der Grad der Angleichung mehr oder weniger gleich ist wie zuvor.

- Die Streubreiten der Violinplots haben sich verringert, mit Ausnahme derjenigen für die "Pfahlund Flachgründungsfälle".
- Bei der Einzelbetrachtung der Materialien sinken, außer bei Stahl und Aluminium, die entsprechenden Mittelwerte des Sicherheitsindexes zum Teil deutlich. Dies ist vor dem Hintergrund zu sehen, dass die entsprechenden Mittelwerte bei einigen Materialien ohnehin schon vorher nicht das angestrebte Sicherheitsniveau erreichten.
- Allerdings haben sich die Teilsicherheitsbeiwerte f
 ür die ver
 änderlichen Einwirkungen deutlich erh
 öht (Bild 46) gegen
 über der Ausgangssituation (Bild 45). Der Anstieg ist als drastisch zu bezeichnen, z.B. f
 ür Schnee auf 157% oder f
 ür Wind auf 127%. Dies hat ebenso drastische Auswirkungen auf das Bemessungsergebnis, insbesondere bei den leichten Bauarten, bei denen die ver
 änderlichen Lasten dominanter werden.

Nach dem Abgleich der Berechnungen wurden sodann weitere Parameterstudien durchgeführt, die im Folgenden beschrieben und diskutiert werden.

7.2.5.3 Parametervariation am Beispiel COV von Stahl

Reduziert man den Wert für COV von Stahl auf 10% des bisher angesetzten Werts bei Beibehaltung der restlichen Parameter (wie bei der Berechnung in Bild 46, wobei γ_G auf 1,20 gehalten wird und alle γ_M auf den klassischen Werten nach dem AHG-Report [CEN2021] belassen werden), so ergibt sich <u>keine</u> sichtbare Änderung der Teilsicherheitsbeiwerte für die veränderlichen Lasten, Bild 47. Aufgrund der vereinbarten Kopplung des COV mit dem Kennwert nach Gleichungen (9) und (10), erzeugt eine Reduktion der Varianz um den Faktor 10 (Reduktion auf 10%) eine Reduktion um den Faktor 1,18 (auf 85%). Die β -Linie für Stahl fällt also in etwa um den gleichen Betrag ab, wie die Kennwertreduktion bei jedoch extremer Verringerung der Streuung. Dabei werden – wie gesagt – die γ -Werte nicht spürbar verändert. Dies kann auch dadurch gezeigt werden, dass wenn die β -Linie wieder um 18% nach oben verschoben wird, die anderen Teilsicherheitsbeiwerte wiederum nicht beeinflusst werden, der Minimierungsindex fällt dann geringfügig weiter auf 0,082.

Daraus sehen wir, dass die Verbesserung eines Materials, z.B. Stahl, im Sinne einer drastischen Verbesserung seines COV, weder etwas an der Gesamtsituation ändert, noch Vorteile für das Material bringt.

Sicherlich muss dies bei der Motivation einer Bauweise, ihre Streuung zu verringern, zu denken geben.



Bild 47. CodeCal des Beispiels von Bild 46 mit 0,10 x COV_{Stahl[CEN2021]} für Stahl (feste γ -Werte für γ_G , γ_F und alle γ_M gemäß AHG-Bericht)

Wenn eine CodeCal Optimierung durchführt wird, bei der γ_G als freie Variable, aber für alle γ_M feste Werte nach dem AHG-Report [CEN2021] gesetzt werden, sinkt der γ_G -Wert geringfügig von 1,20 auf 1,15, aber die Teilsicherheitsbeiwerte aller variablen Lasten steigen deutlich an, Bild 48. Dieser Effekt zeigt, dass sich die Minimierung i.d.R. auf die Teilsicherheitsbeiwerte der Lasten niederschlägt.



Bild 48. CodeCal-Optimierung von Bild 46 mit 0,10 x COV_{Stahl[CEN2021]} für Stahl (feste Werte für alle γ_M gemäß AHG-Bericht)

Wiederholen wir die Vorgänge, aber im Gegensatz zu Bild 47 und Bild 48 mit Verdoppelung des COV für Stahl, d.h. $COV_{Stahl} = 2,0 \times COV_{Stahl}$ [CEN2021], so ergibt sich die in Bild 49 und Bild 50 dargestellte Situation. Auch hier kann die Wirkung der Verknüpfung von COV und den charakteristischen Werten nach GI. (9) und (10) durch eine Verschiebung der β -Linie nach unten um nunmehr 14% kompensiert werden, was mit einer Verbesserung des Minimierungsindexes einhergeht.

Auch hier sehen wir, dass weder die Veränderung des COV eines einzelnen Materials noch die Verschiebung des charakteristischen Wertes oder seines Teilsicherheitsbeiwerts die globale Situation merklich beeinflussen kann, oder anders gesagt, ein einzelnes Material ist unter den anderen machtlos.

Tabelle 23 fasst die wichtigsten Parameter und Ergebnisse zusammen.



Bild 49. CodeCal-Optimierung von Bild 46 mit 2,0 x COV_{steel} [CEN2021] für Stahl (feste Werte für alle γ_{G} , γ_{F} und γ_{M} gemäß AHG-Bericht)



Bild 50. CodeCal-Optimierung von Bild 46 mit 2,0 x COV_{steel} [CEN2021] für Stahl (feste Werte für alle γ_M gemäß AHG-Bericht)

 Tabelle 23.
 Zusammenfassung der wichtigsten Parameter und der sich daraus ergebenden Sets von Teilsicherheitsbeiwerten bei der Änderung des COV von Stahl

Nr.	Ύм	$\gamma_G \gamma_F$	COVs	$min \sum w_{ijk} \Delta eta^2$	YG YQ,Wind YQ,Snow YQ,Imposed	Bild
1		Opt.	gem. [CEN2021]	0,065	1,20 1,90 2,35 1,60	Bild 46
2		gem. [CEN2021]	gem. [CEN2021], COV _{Steel} = 0,1 x COV _{Steel} [CEN2021]	0,098	1,20 1,90 2,35 1,60	Bild 47
3	gem. [CEN2021]	Opt.	gem. [CEN2021], COV _{Steel} = 0,1 x COV _{Steel} [CEN2021]	0,082	1,15 2,10 2,55 1,75	Bild 48
4		gem. [CEN2021]	gem. [CEN2021] COV _{Steel} = 2,0 x COV _{Steel} [CEN2021]	0,094	1,20 1,90 2,35 1,60	Bild 49
5		Opt.	gem. [CEN2021], COV _{Steel} = 2,0 x COV _{Steel} [CEN2021]	0,092	1,20 1,90 2,25 1,55	Bild 50

7.2.5.4 Fixierung γ_{G} und Optimierung γ_{Qi} und γ_{Mi}

In diesem Beispiel, das im Wesentlichen wieder aus [CEN2021] übernommen wurde, wird lediglich der γ_{G} -Wert auf 1,35 festgelegt, während nun alle Teilsicherheitsbeiwerte der variablen Lasten wie auch alle Teilsicherheitsbeiwerte γ_{M} der Baustoffe einer CodeCal Optimierung (d.h. frei gelassen) unterzogen werden. Die Ergebnisse sind in Bild 51 zu sehen. Es ist ersichtlich, dass sich einerseits die Teilsicherheitswerte auf 1,5 für Verkehrslasten, 1,7 für Wind und 2,2 für Schnee reduzieren und andererseits die Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien leicht verändert werden, wie in Bild 51 zu sehen ist.

Es ist zu erkennen, dass sich der Abstand zwischen alten und neuen Teilsicherheitsbeiwerten für die veränderliche Belastung nun verringert hat, wobei der Optimierungsgrad $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,080$ im Vergleich zu $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,065$ von Bild 46 mehr oder weniger gleich bleibt. Dies ist natürlich auf die Verlagerung der Sicherheit auf die Seite der permanenten Last zurückzuführen.



Bild 51. Violinplots nach CodeCal unter Einbeziehung aller Materialien mit [Fun2021] zur Optimierung der Teilsicherheitsbeiwerte für Wind-, Schnee- und Verkehrslast sowie für alle Materialien bei Festlegung des Teilsicherheitsbeiwerts für die permanenten Last auf 1,35 (in Klammern: aktuelle Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien)

7.2.5.5 Fixierung γ_{G} und γ_{Qi} und Optimierung γ_{Mi}

Weiter wird die Optimierung von γ_M auf Seite der Widerstände untersucht, Bild 43, unter Beibehaltung aller Teilsicherheitsbeiwerte γ_F .

Aus den Ergebnissen von Bild 52 ist jedoch ersichtlich, dass es keinen großen Unterschied zur Ausgangssituation, wie vorher dargestellt, gibt. Zwar ändern sich die Teilsicherheitsbeiwerte geringfügig, jedoch ist keine deutliche Verbesserung des Minimierungsindex mit min $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,163$ im Vergleich zu min $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = 0,191$, Bild 45, erkennbar. Die Streubreiten für die Materialien nehmen sogar zu.

Der Grund dafür ist, dass die Auswirkung einer Modifikation auf der Materialseite weitaus geringer ausfällt als die einer Modifikation auf der Belastungsseite, da der Einfluss der Belastungsstreuung in jeder "Materialschleife" der CodeCal-Iteration verbleibt. Das sieht man im Diagramm für die β -Auswertung gegen die verschiedenen Materialwiderstände, Bild 52: Jeder Belastungsart erzeugt einen eigenen Strang oder ein eigenes Bündel von β_s , das alle Materialien umfasst.

Daraus lässt sich wiederum schließen, dass die Belastung im Rahmen der CodeCal Verfahren vorherrscht. Darüber hinaus lässt sich dies auch an einem weiteren Beispiel zeigen, bei denen γ_G auf einen wie in [CEN2021] vorgeschlagenen geringeren Wert von 1,2, Bild 53, festgesetzt wird, während alle γ_{Mi} frei gelassen werden. Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Baustoffe steigen erwartungsgemäß an (nur Mauerwerk sinkt bei $\gamma_{f=}$ 1,2 aufgrund einer hohen Sicherheitsmarge bei seinem bestehenden γ_M -Wert), während der Minimierungsindex auf 0,120 sinkt.



Bild 52. Violinplots nach CodeCal einschließlich aller Materialien und Vergleichsberechnungen unter Verwendung von [Fun2021] für Wind-, Schnee- und Verkehrslast und unter Beihaltung der klassischen Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und alle veränderlichen Lasten (in Klammern: aktuelle Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien)



ŶG	=1,20
$\gamma_{Q,Wind}$	=1,50
YQ,Snow	=1,50
$\gamma_{Q,Imposed}$	=1,50
YM,Steel	=1,10 (1,00)
ΥM,Conc,comp	=1,55 (1,50)
YM,Conc,bend	=1,25 (1,15)
Y _{M,Glulam}	=1,50 (1,25)
ΥM,Timber	=1,50 (1,30)
Үм,Masonry	=1,45 (1,50)
ΥM,Aluminium	=1,15 (1,10)
ΥM,Pile	=1,70 (1,50)
YM,Shallow	=1,50 (1,40)

 $min \sum w_{ijk} \Delta \beta^2 = 0,120$

Bild 53. CodeCal-Optimierung einschließlich aller Materialien und Vergleichsberechnungen unter Verwendung von [Fun2021] für Wind-, Schnee- und Verkehrslast und unter Beibehaltung der klassischen Teilsicherheitsbeiwerte für Lasten, wobei $\gamma_G=1,2$ und γ_F freigesetzt werden (in Klammern: aktuelle Teilsicherheitsbeiwerte der Materialien)

7.2.5.6 Parametervariation am Beispiel COV "Wind" und COV "Modellunsicherheit"

In einer weiteren Untersuchung werden die Parameter der Belastung Wind variiert und die Auswirkungen auf den resultierenden Teilsicherheitsbeiwert betrachtet. Aktuell wird Wind mit dem allgemeinen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 1,5$, wie für alle variablen Lasten berücksichtigt. In dem Vorschlag von [CEN2022] gibt es eine Aufsplittung der Teilsicherheitsbeiwerte hinsichtlich der Belastungen Wind, Schnee und Nutzlasten. Der "neue" Wert für Wind wird dort mit $\gamma_{Q,Wind} = 1,94$ (wenn $\gamma_G = 1,20$ verwendet wird) angegeben.

In dem folgenden Beispiel werden die statistischen Parameter in Form des Variationskoeffizienten, des Winddrucks und der Modellunsicherheit der Belastung Wind, Tabelle 21, variiert. In den zugehörigen CodeCal-Berechnungen werden als Einwirkung nur Wind und Eigengewicht sowie für die Widerstände alle Materialien berücksichtigt. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G und γ_{Mi} werden auf ihren derzeitigen normativen Werten festgehalten. Es wird dann der Teilsicherheitsbeiwert ermittelt und grafisch dargestellt (siehe Bild 54).

Sowohl die Variation des Winddrucks als auch der Modellunsicherheit beeinflussen das Ergebnis. Mit dieser Methodik und verwendeten Eingangswerten ergibt sich ein Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q =$ 1,5 dann, wenn für *COV*_{Wind} Werte von 0,09-0,10 (statt *COV*_{Wind} = 0,14) angesetzt werden. Eine Überprüfung der Eingangswerte hat an dieser Stelle nicht stattgefunden.



Bild 54. Teilsicherheitsbeiwert für Wind über den Variationskoeffizienten des Winddruckts und abhängig des Variationskoeffizient der Modellunsicherheit

7.2.5.7 Variation des Zielsicherheitsindex β_{target}

Im Folgenden wurden CodeCal-Optimierungen über eine Variation des Zielsicherheitsindex β_{target} durchgeführt. Alle Belastungen und Materialien einschließend wird dabei in jedem Schritt der Zielsicherheitsindex von 0,0 bis 4,0 schrittweise erhöht. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_G (auf 1,2 bzw. 1,35) und γ_{Mi} (auf die normativen Vorgaben) werden jeweils festgehalten.

In den Ergebnisgrafiken sind der Teilsicherheitsbeiwert γ_Q , der Optimierungsindex QI, der durchschnittliche Sicherheitsindex β , $\gamma_Q = 1,5$ (rote Linie) und der Zielsicherheitsindex $\beta_{target} = 3,8$ (vertikale, gepunktete Linie) dargestellt.

Es zeigt sich, dass der Teilsicherheitsbeiwert mit steigendem Zielsicherheitsindex erwartungsgemäß ansteigt. Gleiches gilt für den durchschnittlichen Sicherheitsindex. Der Optimierungsindex *QI* sinkt (ein niedriger Wert bedeutet eine bessere Optimierung) mit dem Anstieg der Zielsicherheit. Dies resultiert aus dem großen Abstand zwischen dem berechneten durchschnittlichen Sicherheitsindex

und dem Zielsicherheitsindex. Bei geringen Werten des Zielsicherheitsindex ist der ermittelte Sicherheitsindex aufgrund der vorgegebenen charakteristischen Werte höher (somit auch höhere Sicherheit) und der Abstand (der quadriert in den Optimierungsindex eingeht) wird groß. Dies zeigt auch der Verlauf des Teilsicherheitsbeiwerts, der erst ab ca. $\beta_{target} = 2,7$ überhaupt größer als 1,0 wird.

Die Ergebnisse zeigen sich bei allen untersuchten Berechnungen. Dabei ist in den ersten beiden der Teilsicherheitsbeiwert der variablen Belastung als "gemeinsamer Freiwert" bzw. "gemeinsamer Ergebniswert" der Optimierung anzusehen und nur der Teilsicherheitsbeiwert des Eigengewichts wird zu 1,35 bzw. 1,2 festgesetzt, Bild 55.

In den nächsten beiden Berechnungen wurde der Teilsicherheitsbeiwert der Belastung für die drei variablen Belastungen aufgesplittet, Bild 56. Es sind die schon vorher bestimmten Werte erkennbar. Wie auch in [CEN2022] beschrieben, zeigt sich durch die gewählte Methode mit den zugehörigen Eingangsparametern ein Sicherheitszustand, der leicht unter dem Wert von $\beta_{target} = 3,8$ liegt (Schnittpunkt: rote durchgezogene und schwarze durchgezogene Linie). [CEN2022] beschreibt jedoch auch, dass es bisher keine Probleme mit den bestehenden Teilsicherheitswerten gab. Um 3,8 zu erreichen müssten die Teilsicherheitsbeiwerte etwas höher liegen (Schnittpunkt: schwarze durchgezogene und gepunktet Linie).



Bild 55. CodeCal-Optimisation über Zielsicherheitsindex β_{target} : Teilsicherheitsbeiwert für die 3 Belastungen, Fixierung von $\gamma_G = 1,35$ (links) und $\gamma_G = 1,20$ (rechts) und γ_{Mi}



Bild 56. CodeCal-Optimisation über Zielsicherheitsindex β_{target} : Splitten der Teilsicherheitsbeiwerte der variablen Lasten, Fixierung von $\gamma_G = 1,35$ (links) und $\gamma_G = 1,20$ (rechts) und γ_{Mi}

In den theoretischen Bereichen mit niedrigerer Zielzuverlässigkeit können somit die charakteristischen Werte (Jahresextremwerte mit 50a Wiederkehrperiode) als zu groß angesehen werden.

7.2.5.8 Zusammenstellung Ergebnisse

In der folgenden Tabelle 24 sind einzelne CodeCal-Berechnungen und deren Ergebnisse dargestellt.

Nr.	ŶG	$\gamma_{Q,Wind}$	Υ _Q ,Snow	$\gamma_{Q,ImposedLoad}$	$\sum \Delta \beta$	Anmerkungen
1.	1,35	1,50	1,50	1,50	0,191	Aktueller Stand nach EN 1990
2.	1,20	1,90	2,35	1,60	0,066	AHG Report
3.	1,35	1,70	2,00	1,40	0,124	$\gamma_G = 1,35$ festgehalten
4.	1,35	1,50	1,50	1,50	0,163	Anpassung γ -Werte auf Widerstandsseite
5.	1,20	1,75	1,75	1,75	0,131	Nur ein γ -Wert für var. Einwirkungen
6.	1,35	1,50	1,50	1,50	0,188	Aktueller Stand nach [EN1990] und opt $\beta \rightarrow 3,7$
7.	1,20	1,60	1,60	1,60	0,176	$\gamma_G = 1,2$ und $\gamma_F = 1,6$
8.	1,20	1,60	1,60	1,60	0,134	$\gamma_G = 1,2 \text{ und } \gamma_F = 1,6 \text{ und opt. } \beta \rightarrow 3,6$

 Tabelle 24.
 Übersicht ausgewählte Ergebnisse CodeCal-Berechnungen

7.2.6 Zusammenfassung CodeCal-Berechnung

Mit dem CodeCal-Verfahren können alternative Sets an Teilsicherheitsbeiwerten im Vergleich zu den in [DINEN1990, FprEN1990] vorgeschlagenen aktuellen Werten bestimmt werden. Global gesehen bieten solche alternativen Sets eine verbesserte Nivellierung des Sicherheitsindex über das Verhältnis von variablen Lasten zu Gesamtlasten über alle Bauweisen hinweg. Denn das CodeCal-Verfahren ermöglicht es, die Sicherheitsunterschiede zwischen den verschiedenen Baustoffen (Materialien) über das Lastverhältnis χ von veränderlicher Last und Gesamtlast zu minimieren.

Ziel dieser Untersuchungen war es, die Auswirkungen bei der Anwendung der Methode näher zu betrachten. Dabei wurden als erstes die Grundlagen überprüft und über die bisher im Zuge der Arbeiten am Hintergrundbericht der AHG-Gruppe Reliability durchgeführten Untersuchungen hinaus weitere Analysen durchgeführt. Diese betreffen insbesondere die Variation von Eingangsbedingungen und -parametersätzen. Neben einem tieferen Verständnis dafür, wie die Methode reagiert, ist auch zu erwarten, dass mit den Untersuchungen ein besseres Bild davon erhalten wird, wie sich die verschiedenen Parameter auf Größe und Verteilung der verschiedenen Teilsicherheitsbeiwerten auswirken.

Zunächst ist festzustellen, dass alle Nachrechnungen, sei es mit einem einzelnem oder mit einer ganzen Reihe verschiedener Materialien, die Ergebnisse aus der Literatur [JCSS2001, CEN2021] mit sehr hoher Genauigkeit reproduzieren, so dass von der gleichen Grundlage ausgegangen wird. Es zeigt sich auch, dass wenn die CodeCal mit dem ursprünglichen Satz statistischer Eingangsparameter vom JCSS [JCSS2001] verwendet wird, sich als Ergebnis das bekannte Set der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt, der in [EN1990] angegeben ist und seit Jahrzehnten verwendet wird.

Seit Februar 2022 gibt es eine neue Fassung der [CEN2021], nun unter der Nummer N 2431 [CEN2022], in welcher die Violinplots angepasst wurden. Die Berechnungen beruhen teils auf den Werten von 2021 und 2022, die Quellen sind jeweils gekennzeichnet.

Folgende allgemeine Erkenntnisse können aus den CodeCal-Untersuchungen abgeleitet werden.

Empfindlichkeit des Verfahrens

Bei Anwendung der Methode unter Optimierung aller Teilsicherheitsbeiwerte führt die Suche nach der Optimierung (d.h. nach dem Minimum des Index $\Sigma w_i \Delta \beta^2$) zu einer Vielzahl an Sätzen von Teilsicherheitsbeiwerten, die sich bei nur geringer Änderung des Minimierungsindexes stark unterscheiden. Legt man sodann mindestens einen Teilsicherheitsbeiwert vorab fest, erhält man ein strukturierteres Ergebnis, dass jedoch nach wie vor deutliche Abweichungen der γ -Sätze in der Umgebung von $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = MIN$ aufweisen. Es bleibt unklar, wie die Ergebnisse bei einer solchen Sensitivität bei Annäherung an $\Sigma w_i \Delta \beta^2 = MIN$ zu bewerten sind. Die Empfindlichkeit kann die Aussagekraft an sich in Frage stellen, sofern keine weiteren Erklärungen dafür vorhanden sind.

Vergleicht man dies mit der weiter unten diskutierten Tatsache, dass bei der Gesamtoptimierung mit allen Bauweisen und Belastungsarten das Gesamtergebnis, insbesondere bei Variation der Materialparameter sehr träge reagiert, könnte dies als Widerspruch gedeutet werden.

<u>Komplexität</u>

Werden Beispiele mit zahlreichen verschiedenen Materialien unter allen Arten von Lasten gleichzeitig untersucht, ist die Interpretation der Ergebnisse aufgrund der vielen Wechselwirkungen der Parameter und auftretender Nichtlinearitäten nicht immer einfach. Mit anderen Worten, die Untersuchung wird zu einer komplexen Aufgabe.

Unterschiedliche β-Verläufe bei verschiedenen Bauweisen

Es konnte ferner bestätigt werden, dass verschiedene Bauweisen (unter Zugrundelegung der Datensätze) deutlich unterschiedliche β -Verläufe über das Lastverhältnis zur Folge haben, d.h. es existiert in der Tat ein Unterschied des Sicherheitsniveaus der verschiedenen Bauweisen. Die Frage ist jedoch, ob auf diesen Umstand mit einer Veränderung der γ -Werte über eine "Gesamtbauweisen-Methode", z.B. CodeCal oder α -Faktoren zu reagieren ist.

<u> β -Verläufe abhängig vom Lastverhältnis χ </u>

Die seit langem bekannte Abhängigkeit des β -Wertes vom Lastverhältnis χ konnte auch mit diesen Untersuchungen bestätigt werden, mit höherem Anteil an variablen Lasten fällt der Sicherheitsindex $\underline{\beta}$ ab. Während herkömmlicherweise diesem mit Modifikationen in der Anwendung der Kombinationsregeln begegnet wird [EN1990], hat dies nun eine Erhöhung der $\gamma_{F,var}$ zur Folge. Denn damit wird der den $\underline{\beta}$ -Wert beeinflussende Einfluss höherer Laststreuungen abgefangen und die $\underline{\beta}$ -Linien werden bei großen χ -Werten nach oben "gekippt".

<u>Nach wie vor ungleiche γ_F -Werte und Veränderungen des β -Werts bestimmter Bauweisen</u>

Als weiteres Ergebnis dieser Art von Optimierung sehen wir, dass die durchschnittlichen materialbezogenen Sicherheitsindizes immer noch ungleich sind, obwohl die meisten materialbezogenen Streubreiten sich verringert haben. Dies ist auf die Kippung der materialbezogenen β -Linien über χ zurückzuführen, also kein physikalisches Phänomen der Materialien selbst. Betrachtet man jedoch die einzelnen Materialien innerhalb des Gesamtergebnisfelds, so sinken die entsprechenden Mittelwerte des Sicherheitsindex (außer bei Stahl und Aluminium) teilweise deutlich. Dies ist auch vor dem Hintergrund zu sehen, dass die entsprechenden Mittelwerte einiger Materialien ohnehin den Durchschnittswert des angestrebten Sicherheitsniveaus auch vorher nicht erreicht haben.

Auswirkungen für leichte Bauweisen

Offensichtlich ergeben sich für die Leichtbaustoffe deutliche wirtschaftliche Nachteile, wenn als Folge der so durchgeführten Rechenoptimierung stark erhöhte Teilsicherheitsbeiwerte für die ver-

änderlichen Lasten angesetzt werden müssen. Es stellt sich daher die Frage, ob durch eine Veränderung der statistischen Parameter der Leichtbaustoffe eine Veränderung des Gesamtbildes, insbesondere der Teilbeiwerte für die variablen Lasten, erreicht werden kann. Die Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass selbst bei Anwendung extremer Werte des COV (zum Besten und zum Schlechtesten) fast keine Veränderungen auftreten, im Gegenteil, das System reagiert schon bei einer geringen Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte mit einer Verringerung der Varianz und umgekehrt.

Pauschalisierung der Last- und Bemessungsmodelle

Bei der angewendeten CodeCalibration wurden zur Ermittlung eines Sicherheitsindexes allgemeine Einwirkungsdaten verwendet, die viele Regionen und Situationen verschmiert zusammenfassen. Die Methode fasst zudem die einzelnen Bauarten und deren Systeme pauschal zu einem "Meta-Modell" zusammen. Die realen Verhältnisse und auch die daraus resultierenden Wechselwirkungen werden somit nicht abgebildet.

Beispiele hierfür werden in Kapitel 8 und 9 gegeben. Hier wird gezeigt, wie stark sich die effektiven Eingangsparameter für die CodeCal-Methode noch verändern können, was jedoch nicht berücksichtigt wurde. Es stellt sich die Frage, ob dies mit "Gesamtbauweisen-Methoden" zu leisten ist. Stattdessen werden für nahezu alle Parameter pauschale Modellunsicherheiten ohne Berücksichtigung des konkreten Bemessungsmodells angesetzt. Der normierende Charakter der Methode führt zu einer Verschmierung über alle Einwirkungen, Widerstände und Systeme, sodass eine Änderung einzelner Parameter nur geringen Einfluss zeigt. Die Methode weist somit einen sehr hohen Verallgemeinerungsgrad auf, der zu hinterfragen ist.

Baustoffe mit deutlich weniger Einfluss als Lasten

Die Schwankungen des Sicherheitsindex β sind nicht nur auf Inhomogenitäten zwischen verschiedenen Einwirkungsarten zurückzuführen, sondern auch auf verschiedene Arten von Materialwiderständen. Komplementär zu den Beispielen für Einzelbaustoffe ist festzustellen, dass die Ergebnisse in Bezug auf die Teilsicherheitsbeiwerte von den Eingangsvariablen abhängig sind, wobei einige einen größeren Einfluss haben als andere – die Bauweisen haben offensichtlich einen geringeren Einfluss als die Belastung.

Große Auswirkungen der variablen Lasten auf Teilsicherheitsbeiwerte

Bei der Optimierung des gesamten Sets der Teilsicherheitsbeiwerte für die Belastung, unter Beibehaltung derjenigen für die Materialien, erhalten wir einen sehr guten Minimierungsgrad und die Mittelwerte der Sicherheitsindizes werden deutlich angeglichen, allerdings nur für die der Belastungen. Das Niveau der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen steigt also deutlich an (Bild 46), verglichen mit der Ausgangssituation (Bild 45). Der Anstieg der Teilsicherheitsbeiwerte ist als drastisch zu bezeichnen, z.B. für Schnee auf 157% oder für Wind auf 127%, während sich der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Belastung von 1,35 auf 1,20, d.h. auf 88% reduziert hat, wobei die materiellen Teilsicherheitsbeiwerte, wie erwähnt, erhalten bleiben.

Und auch hier ist der Effekt optimierter Minimierungsergebnisse auf Kosten stark erhöhter Teilsicherheitsbeiwerte durch Hinzufügen von immer mehr Variabilität in das System zu beobachten. Es ist also zu hinterfragen, ob das Hinzufügen von mehr Variabilität durch physikalische Beobachtungen der Natur gerechtfertigt ist, oder ob das Hinzufügen von mehr Variabilität durch das Erreichen eines besseren Minimierungsergebnisses motiviert ist. Es ist klar, dass wir verschiedene CodeCal Ergebnisse in Bezug auf Sets der Teilsicherheitsbeiwerte nur dann vergleichen können, wenn die statistischen Parameter gleich sind.

Höhere Streuungen erzeugen bessere Optimierungen

Mit dem Hinzufügen weiterer Variabilität (z. B. mehr Modellunsicherheit usw.) sinkt der Optimierungsindex (kleinerer Optimierungsindex: bessere Optimierung), während gleichzeitig die partiellen Faktoren ansteigen. Sucht man also nach einer Verbesserung der Minimierung bzw. des Index min. $\Sigma w_i \Delta \beta^2$, so stellt man fest, dass höhere Streuungen (COV's) den Wert $min \Sigma w_i \Delta \beta^2$ weiter reduzieren, mit dem weiteren Resultat, dass die γ_i ansteigen. Bei geringeren Streuungen kann der Optimierungsindex nicht ohne Weiteres so weit abgesenkt werden. Einer genaueren Klärung des Phänomens konnte innerhalb des Projekts jedoch nicht nachgegangen werden. Grundsätzlich sollte man die statistischen Eingangsparameter (nicht nur wegen des beschriebenen Effekts) sehr genau unter die Lupe nehmen, insbesondere die Varianzen, und prüfen, ob diese wirklich korrekt sind.

Lösung über Optimierung der y_M-Werte nicht zufriedenstellend

Schließlich wurde versucht, das γ_i der Widerstandsseite zu optimieren, während alle γ_F beibehalten werden. Dies hat jedoch im Vergleich zur Ausgangssituation wenig gebracht. Der Grund dafür ist, dass die Wertung einer reinen Änderung der Materialseite weitaus geringer ist als die einer Änderung der Belastungsseite, da der Einfluss der Belastungsstreuung dann immer noch in jeder Materialschleife vorhanden ist. Das sieht man im Diagramm für die β -Auswertung gegen die verschiedenen Materialwiderstände: jede der Belastungsarten erzeugt einen eigenen Strang oder ein eigenes Bündel von β 's, das alle Materialien einschließt. In der Folge muss festgestellt werden, dass allerdings auch die Dominanz der Belastungsseite dem erforderlichen Sicherheitsniveau der Materialseite nicht richtig entspricht, sondern es zu erhöhter Unterschätzung des Tragwiderstands wie auch zu Überschätzungen kommen kann.

8. Statistische Parameter und Beschreibung von Verbindungen und Anschlüssen (AP 4)

8.1 Allgemeines

Im Arbeitspaket 4 liegt der Fokus auf die für den Stahlbau wichtigen Verbindungen und Anschlüssen durch Schweißen und Schrauben. Dafür werden statistische Parameter für die Grundwerkstoffe (Stahlsorten), Schraubenwerkstoffe und Schweißzusatzwerkstoffe zusammengetragen und ausgewertet. Die Datengrundlage der Materialkennwerte wird aus bereits abgeschlossenen Forschungsvorhaben [Ber2020, DaS2017, Kn2008, Kn2011, Kn2019], aus der Literatur [Has1973, Kn01987, Kn01990, Ren2016, Sch1980, Sch1983, Sch1984, Spi2022] von Firmen und aus Datensammlungen [Bad2021, Fel2021] zusammengetragen. Auf dieser Grundlage werden weitere Untersuchungen in Arbeitspaket 4 durchgeführt.

Für geschweißte Verbindungen werden Kehl- und Stumpfnahtverbindungen betrachtet. Die aktuell gültigen Bemessungskonzepte nach DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] werden denen in FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] gegenübergestellt. Die Bemessungskonzepte werden auch unter Beachtung von hochfesten Stählen bis S700 evaluiert. Dabei wird der Einsatz von verschiedenen Schweißzusätzen ebenfalls berücksichtigt.

Für geschraubte Verbindungen werden die aktuell gültigen Bemessungsregeln nach [EC3-1-8] und die Änderungen in der Neuauflage der Normung [FprE3-1-8] betrachtet. Die Nachweise der reinen Zugbeanspruchung, der reinen Schubbeanspruchung sowie der Nachweis auf Lochleibung werden behandelt und auf das angestrebte Sicherheitsniveau untersucht.

Im letzten Bearbeitungspunkt des Arbeitspakets wird beispielhaft ein realer, im deutschen Stahlbau eingesetzter Anschluss untersucht. Als Beispiel wird eine geschraubte, biegesteife Rahmenecke verwendet, die mit dem T-Stummel-Modell berechnet wird. Hier fließen zuvor gewonnene Ergebnisse aus dem Arbeitspaket in die Berechnung des Beispiels ein.

8.2 Statistische Parameter für die Festigkeiten von Grundwerksoffen, Schweißzusatzwerkstoffen und Schraubwerkstoffen

8.2.1 Grundwerkstoffe

In diesem Abschnitt sind die Datensammlungen und die Auswertungen der Grundwerkstoffe dargestellt und erläutert. Da die Neuauflage FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] bis S700 gültig sein wird, werden hier Stahlsorten von S235 bis S700 betrachtet. Dabei werden die Daten für die Streckgrenze f_y und die Zugfestigkeit f_u der einzelnen Versuchsergebnisse aus bereits abgeschlossenen Forschungsvorhaben [Ber2020, DaS2017, Kn2008, Kn2011, Kn2019], aus der Literatur [Has1973, Kno1987, Kno1990, Ren2016, Sch1980, Sch1983, Sch1984, Spi2022] von Firmen und aus Datensammlungen [Bad2021, Fel2021] gesammelt. Insgesamt fließen 912 Versuchsdaten in die Statistik der Grundwerkstoffe dieses Forschungsprojekts ein.

In FprEN 1993-1-1, Anhang E, Tabelle E.1 [FprE3-1-1] sind angenommene Variabilität der Materialeigenschaften angegeben. Diese Werte und Angaben basieren auf Untersuchungen aus dem europäischen Forschungsbericht SAFEBRICTILE [DaS2017, Kn2020]. Im Folgenden werden die im Rahmen von diesem Forschungsprojekt gesammelten Daten auch mit den Angaben aus FprEN 1993-1-1, Tabelle E.1 gegenübergestellt, die bereits in Abschnitt 5.2.1 dargestellt sind.

In Bild 57 und Bild 59 sind die Auswertungen der 918 Versuchsdaten für die Stahlsorten S235 bis einschließlich S700 jeweils für f_y und f_u zusammengefasst. Die Balken geben hier den Mittelwert der Streckgrenze bzw. Zugfestigkeit der Daten an. Die roten Linien zeigen die normativen Vorgaben für die jeweilige Stahlsorte an. Der Variationskoeffizient ist auf der sekundären Achse gegeben und wird

durch die Raute mit angegebener Prozentzahl für die jeweilige Stahlsorte dargestellt. Die Standardabweichung ist als vertikale Linie mit beidseitigem Abschluss ebenfalls in den Abbildungen gezeigt.

Die statistische Auswertung der Streckgrenze und Zugfestigkeit der Stahlsorten zeigt, dass die normativen Vorgaben für die Mittelwerte aller Stahlsorten eingehalten sind. Mit Ausnahme der Streckgrenze von S235 liegen die Variationskoeffizienten bei unter 10 %. Der geringste Variationskoeffizient wird für die Streckgrenze bei der Stahlsorte S690 mit 3,79 % erreicht. Gleichzeitig liegt für die Stahlsorte S690 die größte Datengrundlage mit 438 Versuchsdaten zugrunde. Für die Zugfestigkeit liegt der kleinste Variationskoeffizient mit 2,72 % bei der Stahlsorte S420 vor.

Zum Vergleich sind jeweils die Mittelwerte und angenommene Variabilität aus FprEN 19993-1-1 [FprE3-1-1] ebenfalls als Balkendiagramm mit Sekundärachse für den Variationskoeffizient aufgearbeitet und in Bild 58 für f_y und Bild 60 für f_u abgebildet.

Beim Vergleich der Streckgrenze von Bild 57 und Bild 58 wird deutlich, dass sich die Mittelwerte je Stahlsorte um maximal 9,8 % unterscheiden und im Mittel um 5,9 % voneinander abweichen. Die in FprEN 1993-1-1 [FprE3-1-1] angegebenen Variationskoeffizienten sind mit Ausnahme der Stahlsorte S420 geringer als die Variationskoeffizienten der hier ausgewerteten Datenbasis.

Bei Bild 59 und Bild 60 fallen die Unterschiede der Mittelwerte der Zugfestigkeiten geringer aus, mit einer maximalen Abweichung der Ergebnisse von 6,1 %. Auch die berechneten Variationskoeffizienten der 918 Versuchsdaten in Bild 59 sind geringer und liegen gleichzeitig auch näher an den Werten aus FprEN 1993-1-1 [FprE3-1-1].

Die zugrunde liegenden Daten der Tabelle E.1 in FprEN 1993-1-1 [FprE3-1-1] sind insbesondere bei den normalfesten Stählen extrem umfangreich. So liegen beispielsweise für S355 über 23.000 Versuchsdaten vor. Folglich ist die Aussagekraft und Zuverlässigkeit dieser Daten als sehr hoch einzustufen und es wird empfohlen diese Werte, gemäß Bild 58 für f_y und Bild 60 für f_u für Berechnungen zu verwenden. Beispielsweise für die Stahlsorte S355 liegt die Streckgrenze im Mittel um 20 % höher als normativ angegeben während der Variationskoeffizient mit 5 % gering ist [Kn2020].










Bild 59. Statistische Auswertung der Zugfestigkeit des Grundmaterials



Bild 60. Angenommene Variabilität der Zugfestigkeit gemäß FprEN 1993-1-1, Tabelle E.1 [FprE3-1-1]

8.2.2 Schweißzusatzwerkstoffe

Die Materialkennwerte für die Schweißzusatzwerkstoffe werden aus Forschungsvorhaben sowie aus Firmendaten gewonnen [Ber2020, DaS2017, Kn2008, Kn2011, Kn2019, Spi2022]. In diversen bereits abgeschlossenen Forschungsvorhaben zeigen Untersuchungen zu mechanischen Eigenschaften an Schweißzusätzen, dass diese auch vom Schweißprozess abhängig sind. So kann es trotz gleicher Werkstoffzusammensetzung zu Streuungen der Festigkeiten kommen, wenn unterschiedliches Schweißfachpersonal oder Prozessparameter gewählt werden. Die gewählten Prozessparameter müssen insbesondere bei hochfestem Stahl auch auf den verwendeten Grundwerkstoff sowie auf die Randbedingungen angepasst werden und sind beziehungsweise können nicht für jedes Bauteil einheitlich sein. Aus diesem Grund ist es für eine aussagekräftige statistischen Grundlage für Schweißzusätze erforderlich, dass Schweißgutproben zugrunde liegen, die unter variierenden Parametern und mit verschiedenem Schweißfachpersonal bzw. Schweißroboter gefertigt wurden.

Für die statistische Auswertung der Streckgrenze und Zugfestigkeit des Schweißzusatzes liegen insgesamt 378 Versuchsdaten von Fülldrähte und Metallpulverfülldrähte vor, die aus den verschiedenen oben genannten Forschungsprojekten sowie von Herstellern von Schweißzusätzen stammen. Somit liegen den Zugversuchen an Schweißgutproben variierende Prozessparameter zugrunde.

Es wurden die Daten der verschiedenen Schweißzusätze G42, G46/T46, T50, G55, G69/T69, G79, G89/T89 gesammelt und ausgewertet. Die Ergebnisse der Auswertung sind in Bild 61 und Bild 62 dargestellt. Auch hier stellen die Balken die Mittelwerte der Datenbasis für den jeweiligen Schweißzusatzwerksoff dar. Mit der roten Linie wird im Fall der Streckgrenze der normative Minimalwert angegeben. Für die Zugfestigkeit sind mit den roten Linien die normativen Minimal- und Maximalwerte, also die Spanne für die jeweiligen Werkstoffe dargestellt. Die Variationskoeffizienten auf der Sekundärachse und die Standardabweichungen durch die vertikale Linie mit beidseitigem Abschluss sind ebenfalls, analog zu Abschnitt 8.2.1, dargestellt.

Bei sieben der acht betrachtetes Festigkeitsklassen der Schweißzusätze werden im Mittel die normativ geforderte Streckgrenze erreicht. Beim Schweißzusatz G79 liegt die mittlere Streckgrenze um ca. 2 % unter dem normativen Wert. Die Auswertung der Zugfestigkeit ist in Bild 62 dargestellt. Hier werden normativ neben Mindestwerten auch Maximalwerte angegeben, sodass die Schweißzusätze innerhalb eines normativ angegebenen Bereichs liegen müssen. Diese Anforderung erfüllen im Mittel alle hier untersuchten Festigkeitsklassen. Es wird darauf hingewiesen, dass für die Festigkeitsklassen 50 und 55 mit zwei bzw. drei vorliegenden Werten eine sehr kleine Datengrundlage vorhanden ist. Diese Ergebnisse können nicht als repräsentativ für die Festigkeitsklasse betrachtet werden.







8.2.3 Schraubenwerkstoffe

Auch für Schraubenwerkstoffe wird eine umfangreiche Datengrundlage benötigt, damit eine aussagekräftige Statistik erstellt werden kann. Dafür werden Versuchsergebnisse an Zugversuchen von Schrauben aus der Literatur [Has1973, Kno1987, Kno1990, Ren2016, Sch1980, Sch1983, Sch1984] zusammengetragen, die auf abgeschlossenen Forschungsprojekten beruhen.

Insgesamt fließen 303 Daten von Schraubenwerkstoffen in die Statistik ein. Die Daten stammen von Schrauben der Größe M12, M16, M20, M24 und M27 und es sind die Schraubenfestigkeitsklassen 4.6, 5.6, 8.8 und 10.9 in der Statistik vertreten. Anders als bei den Stahlwerkstoffen und den Schweißzusatzwerkstoffen ist für die Schrauben ausschließlich die Zugfestigkeit f_{ub} relevant. Die Streckgrenze von Schrauben findet in der Nachweisführung der europäischen Normung keine Anwendung und wird folglich in Forschungsprojekten nicht verwendet und in Versuchsdurchführungen häufig gar nicht bestimmt.

In Bild 63 sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung dargestellt. Die Balken geben den Mittelwert der Versuchsdaten an und die rote Linie zeigt den normativen Wert für die Zugfestigkeit f_{ub}. Auch in dieser Abbildung ist der Variationskoeffizient auf der Sekundärachse und die Standardabweichung als vertikale Balken mit beidseitigem Abschluss angegeben.

Es ist zu erkennen, dass die normativen Vorgaben für die Zugfestigkeit und für den Mittelwert jeder Schraubenfestigkeitsklasse eingehalten sind. Im Mittel wird die erforderliche Zugfestigkeit um 14,5 % überschritten. Besonders hoch ist die Überschreitung der normativ geforderten Zugfestigkeit bei der Festigkeitsklasse 4.6. Hier liegt im Mittel eine Überschreitung der Zugfestigkeit vom 22,8 % vor. Der Variationskoeffizient liegt für die untersuchten Schraubenfestigkeitsklassen zwischen 5,3 % und 9,1 %.



Bild 63. Statistische Auswertung der Zugfestigkeit von Schrauben

8.3 Für Kehl- und Stumpfnahtverbindungen werden Evaluationen zur Bestimmung der Tragfähigkeit und der Zuverlässigkeit durchgeführt

8.3.1 Kehlnahtverbindungen

Die Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen kann gemäß FprEN1993-1-8 [FprE3-1-8] nach zwei alternativen Verfahren berechnet werden. Dem *vereinfachten Verfahren* und dem *richtungsbezogene Nerfahren*, wobei das richtungsbezogene Verfahren aufwendiger ist, jedoch im Allgemeinen zu wirtschaftlicheren Ergebnissen führt.

Für das <u>richtungsbezogene Verfahren</u> wird nach *von Mises* die Vergleichsspannung in der Schweißnaht nach folgender Gleichung (11) berechnet:

$$\sigma_{\nu,Rd} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)}$$
(11)

Damit kann der Nachweis der Kehlnahtverbindung auf Basis der Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs fu durchgeführt werden. Bedingung dafür ist, dass die Kehlnahtverbindung mit einem Schweißzusatzwerkstoff mit mindestens gleicher Festigkeit wie der Grundwerkstoff geschweißt wurde. Dann kann diese als ausreichend tragfähig angenommen werden, wenn die beiden folgenden Bedingungen aus Gl. (12) und Gl. (13) erfüllt sind [FprE3-1-8].

$$\sigma_{\nu,Rd} \le \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \tag{12}$$

und

$$\sigma_{\perp} \le \frac{0.9 f_u}{\gamma_{M2}} \tag{13}$$

mit f_u = Nenn-Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs mit dem geringeren Festigkeitsgrad [N/mm²] β_w = Korrelationsbeiwert in Abhängigkeit des Grundwerkstoffs, siehe Tabelle 25 γ_{M2} = Teilsicherheitsbeiwert = 1,25

	00									
Stahlsorte	S235	S275	S355	S420	S450	S460	S500	S550	S600/S620	S650/S690/S700
Korrelationsbeiwert β_w	0,80	0,85	0,90	0,88	1,05	0,85	0,90	0,95	1,05	1,10

Tabelle 25. Korrelationsbeiwert in Abhängigkeit des Grundwerkstoffs nach [FprE3-1-8]

Für Kehlnahtverbindungen wurde von [Ras2012] ein angepasstes Bemessungskonzept entwickelt, das eine Bemessung mit abweichender Festigkeit des Schweißzusatzwerkstoffes vom Grundwerkstoff ermöglicht. Es ist gültig für hochfeste Stahlsorten \geq S460, wobei das Bemessungskonzept sowohl für Overmatching-Verbindungen mit $f_{u,FM} > f_u$ als auch für Undermatching-Verbindungen mit $f_{u,FM} < f_u$ eingesetzt werden kann.

Die große Bedeutung des Schweißzusatzwerkstoffes für die Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen wird durch die Gewichtung der Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs f_u mit 25 % und des Schweißzusatzwerkstoffs $f_{u,FM}$ mit 75 % in der folgenden Gleichung Gl. (14) deutlich.

Das neue Bemessungskonzept ist in FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] enthalten. Zur Berechnung der Bemessungsgrenzspannung nach GI. (14) kommt hier ein modifizierte Korrelationsbeiwert $\beta_{w,mod}$ zum Einsatz. Dieser ist von der Festigkeitsklasse des Schweißzusatzes abhängig, wie aus Tabelle 26 ersichtlich, was neben der hohen Gewichtung von $f_{u,FM}$ mit 75 % ebenfalls den Einfluss des Schweißzusatzes auf die Kehlnahttragfähigkeit unterstreicht.

$$\sigma_{\nu,Rd} \le \frac{0.25f_u + 0.75f_{u,FM}}{\beta_{w,mod}\gamma_{M2}}$$
(14)

mit

 f_u = Nenn-Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs mit dem geringeren Festigkeitsgrad [N/mm²]

 $f_{u,FM}$ = Nenn-Zugfestigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs [N/mm²]

 $\beta_{w,mod}$ = Korrelationsbeiwert in Abhängigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs, siehe Tabelle 26

 γ_{M2} = Teilsicherheitsbeiwert = 1,25

Tabelle 26. $f_{u,FM}$ und $\beta_{w,mod}$ in Abhängigkeit des
Schweißzusatzwerkstoffs nach [FprE3-1-8]

Festigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs	42	46	69	89
Zugfestigkeit $f_{u,FM}$ [N/mm ²]	500	530	770	940
Korrelationsbeiwert $\beta_{w,mod}$	0,89	0,85	1,09	1,19
Hinweis: Für Schweißgut mit abweichender Festigkeitsklasse ist der Korrelationsbeiwert konservativ zu wählen				

Der Nachweis nach dem <u>vereinfachten Verfahren</u> wird mit der resultierenden einwirkenden Kraft $F_{w,Ed}$ und der aufnehmbaren Tragfähigkeit $F_{w,Rd}$ geführt. Im Gegensatz zum richtungsbezogenen Verfahren wird die Kraftrichtung dabei nicht berücksichtigt. Der Nachweis des vereinfachten Verfahrens wird nach GI. (15) geführt:

$$F_{w,Ed} \le F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a \tag{15}$$

mit $f_{vw,d}$ = Bemessungswert der Scherfestigkeit der Schweißnaht [N/mm²]

a = Nahtdicke

Die Berechnung des Bemessungswertes der Scherfestigkeit wird für Matching-Verbindungen und Verbindungen mit Stahlsorte < S460 nach GI. (16) berechnet:

$$f_{vw,d} \le \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w \gamma_{M2}} \tag{16}$$

Für Mismatch-Verbindungen mit Stahlsorten ≥ S460 ist für die Berechnung des Bemessungswertes der Scherfestigkeit GI. (17) anzuwenden:

$$f_{\nu w,d} \le \frac{0.25 f_u + 0.75 f_{u,FM}}{\sqrt{3} \beta_{w,mod} \gamma_{M2}}$$
(17)

In weiteren Forschungsvorhaben wurden mit durchgeführten experimentellen Untersuchungen an Kehlnahtverbindungen [DaS2017, Kle2018, Kn2007] die Datenbasis von Versuchsergebnisse nochmals erweitert, vergleichen mit der Datenbasis die Grundlage für die Entwicklung des neue Bemessungskonzept (Gl. (14)) war. Die gesamte Datenbasis der Versuchsergebnisse an Kehlnahtversuchen wurde von [Kle2018] statistisch neu ausgewertet. Für die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse liegt DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990] zugrunde, wobei die Auswertung um die zusätzliche Basisvariable der Schweißnahtdicke erweitert wurde [Kle2018].

Die Ergebnisse der statistischen Untersuchungen zeigen, dass die Bemessungsgleichung von [Ras2012] für Kehlnahtverbindungen mit abweichender Festigkeit des Schweißzusatzes vom Grundwerkstoff auf der sicheren Seite liegt. Von [Kle2018] wurden neue modifizierte Korrelationsbeiwerte in Abhängigkeit der Schweißzusatzwerkstoffe $\beta_{w,mod,Kle}$ berechnet die in Tabelle 27 angegeben sind. Zum Vergleich sind in Tabelle 26Tabelle 28 auch die Werte $\beta_{w,mod}$ nach [FprE3-1-8] enthalten.

Die statistisch neu ausgewerteten modifizierten Korrelationsbeiwerte $\beta_{w,mod,Kle}$, die auf einer größeren Datengrundlage basieren, haben alle einen kleineren Wert als $\beta_{w,mod}$. Folglich hat das Bemessungskonzept in [FprE3-1-8] eine Reserve und liegt auf der sicheren Seite. Die vorhandene Reserve liegt bei bis zu 3,7% [DaS2017, Kle2018].

Festigkeit des	stigkeit des 46 69		80	
Schweißzusatzwerkstoffs	hweißzusatzwerkstoffs			
Korrelationsbeiwert $eta_{w,mod}$	0,85	1,09	1,19	
Korrelationsbeiwert $\beta_{w,mod,Kle}$	0,82	1,06	1,15	

Tabelle 27.AngepassteKorrelationsbeiwerte $\beta_{w,mod,Kle}$ [DaS2017]

8.3.2 Stumpfnahtverbindungen

Für voll durchgeschweißte Stumpfnähte ist nach aktuell gültiger Norm DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] kein separater Nachweis erforderlich, wenn der Schweißzusatz Festigkeiten aufweist, die nicht geringer als die des Grundwerkstoff sind. Die neue Generation des Eurocodes soll bis S700 gültig sein [FprE3-1-8], folglich sind die Eigenschaften von hochfesten Stählen >S460 beim Schweißen, wie die Bildung einer Weichen Zone in der Wärmeeinflusszone, in der neuen Normung ebenfalls zu berücksichtigen.

In der Wärmeeinflusszone (WEZ) von hochfesten Stählen kann sich eine sogenannte Weiche Zone bilden, die eine reduzierte Festigkeit im Vergleich zum Grundwerkstoff aufweist. Durch die reduzierte Festigkeit kann es bei Stumpfnahtverbindungen zu einem frühzeitigen Versagen mit reduzierter Tragfähigkeit in der WEZ des Grundwerkstoffs kommen [Ber2020].

Von [Spi2022] wurde eine neue Bemessungsgleichung entwickelt, die die Eigenschaften von geschweißten hochfesten Stumpfnahtverbindungen berücksichtigt und vom Grundwerkstoff abweichende Schweißzusätze berücksichtigt. So kann es bei hochfesten Stumpfnahtverbindungen zu drei Versagensformen kommen: Versagen im Grundwerkstoff, Versagen in der Wärmeeinflusszone durch das Auftreten einer Weichen Zone und Versagen im Schweißgut beim Einsatz von Undermatching-Schweißzusätzen.

Aus den genannten Gründen ist in einem Amendment [Kn2021] für FprEN1993-1-8 [FprE3-1-8] die neue Bemessungsgleichung für Stumpfnahtverbindungen an hochfesten Stählen vorgeschlagen worden. Die neue Bemessungsgleichung GI. (18) für hochfeste Stumpfnahtverbindungen basiert auf insgesamt 507 Versuchsdaten die umfangreich statistisch ausgewertet wurden. Die Festigkeit des Grundwerkstoffs fließt mit einer Wichtung von 0,85 ein, während die Festigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs mit 0,15 gewichtet wird. GI. (18) kommt bei hochfesten Stumpfnahtverbindungen mit Stahlsorte >S460 zum Einsatz oder bei Mismatch-Verbindungen mit der Stahlsorte S460.

$$\sigma_{Rd} = \frac{0.85 \cdot (0.9f_u) + 0.15 \cdot f_{u,FM}}{\gamma_{M2}} \tag{18}$$

mit f_u = Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs [N/mm²]

 $f_{u,FM}$ = Zugfestigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs [N/mm²]

 γ_{M2} = Teilsicherheitsbeiwert = 1,25

Mit der neuen Bemessungsgleichung ist ein sicherer Nachweis von voll durchgeschweißten hochfesten Stumpfnähten mit Schweißzusätzen verschiedener Festigkeiten möglich. Die Bildung einer Weichen Zone in der WEZ wird dabei durch den Faktor 0,9 berücksichtigt. Der Einsatz von Mismatch-Verbindungen mit abweichender Festigkeit des Schweißzusatzes vom Grundwerksoff wird durch die Gewichtung von f_u und $f_{u,FM}$ berücksichtigt und ermöglicht.

Im Bild 64 und Bild 65 ist jeweils ein Vergleich des alten und neuen Bemessungskonzepts für Stumpfnahtverbindungen der Güte S690QL und S700MC dargestellt [Kn2021, Spi2022]. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit dem neuen Bemessungskonzept eine konsistente Bemessung von Stumpfnähten höherfester Stähle mit verschiedenen Schweißzusatzwerkstoffen möglich ist. Dabei ist zwischen den Versuchsergebnissen und Bemessungswerten das Sicherheitsniveau von $\gamma_{M2} = 1,25$ in jedem Punkt eingehalten.



Bild 64. Bemessung von Stumpfnahtverbindungen Bil der Güte S690QL nach [Kn2021]

Bild 65. Bemessung von Stumpfnahtverbindungen der Güte S700MC nach [Kn2021]

Die Ergebnisse der statistische Auswertung der Versuchsergebnisse an Stumpfnähten nach DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990] unter Berücksichtigung der zusätzlichen Basisvariable der

Schweißnahtdicke nach [Kn2021] ist in der folgenden Tabelle 28 dargestellt. Der korrigierte Teilsicherheitsbeiwert für die Bemessungsgleichung liegt mit $\gamma_m^* = 1,06$ unter dem für Verbindungen geforderten Wert von $\gamma_{m2} = 1,25$. Folglich liegt das neue Bemessungskonzept für voll durchgeschweißte hochfeste Stumpfnahtverbindungen auf der sicheren Seite.

Tabelle 28.	Ergebnisse der statistisch	hen Auswertung für
	Stumpfnahtverbindungen	höherfester Stähle
	[Kn2021]	

Stumpfnäht	e			
Anzahl	b	V_{δ}	γм*	γм2
	[-]	[%]	[-]	[-]
507	1,01	4	1,06	1,25

In Bild 66 ist ein Vergleich des alten und neuen Bemessungskonzepts für Stumpfnähte mit Stahlsorten >S460 dargestellt, bei dem deutlich wird, dass das alte Bemessungskonzept für Stumpfnähte höherfester Stähle auf der unsicheren Seite liegen kann. Das alte Bemessungskonzept nach [EC3-1-8] besagt, dass kein separater Verbindungsnachweis erforderlich ist, wenn der Schweißzusatz Festigkeiten aufweist, die nicht geringer als die des Grundwerkstoff sind. Wie bereits erläutert, kann es beim Schweißen von hochfesten Stählen zu einer Weichen Zone in der WEZ kommen, die zu einem frühzeitigen Versagen mit reduzierter Tragfähigkeit führen kann. Das Bemessungskonzept nach [EC3-1-8] kann somit für höherfeste Stähle auf der unsicheren Seite liegen, was in Bild 66 deutlich ist, da der Mittelwert von r_{e,i}/r_{t,i} (experimentelle Ergebnisse / charakteristische Bemessungstragfähigkeit) kleiner als 1,0 ist.

In dem neuen Bemessungsmodell, das im Amendment [Kn2021] für den FprEN1993-1-8 [FprE3-1-8] vorgeschlagen und angenommen ist, werden die Eigenschaften von geschweißten hochfesten Stählen berücksichtigt und eine sichere Bemessung von hochfesten Stumpfnahtverbindungen ist möglich.



Bild 66. Vergleich von altem und neuen Bemessungskonzept für Stumpfnahtverbindungen >S460

8.4 Für Schraubverbindungen ist der Entwurf prEN1993-1-8 zu evaluieren und ein Vergleich mit den bisherigen Regeln bezüglich des angestrebten Sicherheitsniveaus auszuwerten

8.4.1 Schraubenverbindungen unter reiner Zugbeanspruchung

Der Nachweis von Schraubenverbindungen unter reiner Zugbeanspruchung wird nach DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] und FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] gemäß Gl. (19) geführt:

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$
(19)

mit $F_{t,Rd}$ = Bemessungswert der Zugtragfähigkeit einer Schraube [N]

 f_{ub} = Nennwert der Zugfestigkeit von Schrauben [N/mm²]

 A_s = Spannungsquerschnitt der Schraube [mm²]

 γ_{M2} = Teilsicherheitsbeiwert = 1,25

Der Nachweis bleibt in der Neuauflage des Eurocodes unverändert. Aus einer Vielzahl von Forschungsberichten [Has1973, Kno1987, Kno1990, Ren2016, Sch1980, Sch1983, Sch1984] sind insgesamt 71 Daten aus experimentellen Untersuchungen an Schraubenverbindungen unter reiner Zugbeanspruchung gesammelt und ausgewertet worden.

Eine Übersicht über die Randbedingungen der gesammelten Versuchsergebnisse ist in Tabelle 29 gegeben. Es sind Ergebnisse aus den Festigkeitsklassen 4.6, 5.6, 8.8, 10,9 und der Schraubengrößen M12, M16, M20 und M24 vorhanden. Die Versuchsdaten werden gemeinsam nach DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990] statistisch ausgewertet.

Zugbeanspruchung aus der Literatur					
Festig- keitsklasse	4.6	5.6	8.8	10.9	Summe
M12	5	-	4	3	12
M16	-	1	-	1	2
M20	27	-	12	11	50
M24	5	1	-	1	7
Summe	37	2	16	16	71

Tabelle 29.ÜbersichtüberSchraubenverbindungenunterreinerZugbeanspruchung aus der Literatur

Im Bild 67 sind experimentelle Tragfähigkeiten über den charakteristischen Tragfähigkeiten gemäß FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] für Schrauben unter reiner Zugbeanspruchung dargestellt. Dabei wird zur Berechnung der charakteristischen Tragfähigkeit für f_{ub} der Mittelwert der Schraubenzugproben der jeweiligen Versuchsreihe verwendet.



Bild 67. Experimentelle und charakteristische Tragfähigkeit von Schraubenverbindungen unter reiner Zugbeanspruchung

Die Versuchsergebnisse wurden nach DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990] statistisch ausgewertet und die daraus resultierenden Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle 30 zusammengefasst. Die berechnete Mittelwertkorrektur b = 1,16 ist zur Verdeutlichung auch in Bild 67 als gepunktete Linie dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen, dass der korrigierte Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m^* = 1,15$ kleiner als der nach Norm erforderliche Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M2} = 1,25$ ist. Damit liegt das Bemessungskonzept aus DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] beziehungsweise FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] für die ausgewerteten Versuchsergebnisse auf der sicheren Seite.

Tabelle 30.	Ergebnis DIN E Schraube Zugbean	se der statis EN 1990, enverbindung spruchung	tischen Ausv Anhang gen unt	wertung nach D für er reiner
ZUG				
Anzahl	b	V_{δ}	γм*	γм2
	[-]	[%]	[-]	[-]
71	1,16	9,82	1,15	1,25

8.4.2 Schraubenverbindungen unter reiner Scherbeanspruchung

Die Tragfähigkeit je Scherfuge für Schraubenverbindungen unter reiner Scherbeanspruchung wird gemäß FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] nach Gl. (20) bzw. Gl. (21) ermittelt. Das Bemessungskonzept ist im Vergleich zu den aktuell gültigen Regelungen aus DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] unverändert.

Gewinde in der Scherfuge:

$$F_{\nu,Rd} = \frac{\alpha_{\nu} f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \tag{20}$$

Schaft in der Scherfuge:

$$F_{\nu,Rd} = \frac{0.6f_{ub}A}{\gamma_{M2}}$$
(21)

mit $F_{v,Rd}$ = Bemessungswert der Abschertragfähigkeit einer Schraube [N]

 α_v = Reduktionsfaktor für Scherbeanspruchung [-]

 α_v = 0,6 für Festigkeitsklasse 4.6, 5.6, 8.8

 α_v = 0,5 für Festigkeitsklasse 4.8, 5.8, 6.8, 10.9

 f_{ub} = Nennwert der Zugfestigkeit von Schrauben [N/mm²]

 A_s = Spannungsquerschnitt der Schraube [mm²]

A= Brutto-Querschnitt einer Schraube (Schaft) [mm²]

 γ_{M2} = Teilsicherheitsbeiwert = 1,25

Für Schraubenanschlüsse unter reiner Scherbeanspruchung wurde eine Datensammlung aus der Literatur aufgebaut [Has1973, Kno1987, Kno1990, Ren2016, Sch1980, Sch1983, Sch1984]. Insgesamt sind es 98 Versuchsergebnisse von Schraubverbindungen mit reiner Scherbelastung.

In Tabelle 31 ist eine Übersicht über die Randbedingungen der gesammelten Versuchsergebnisse dargestellt. Von den insgesamt 98 Versuchsergebnisse wurden 39 Versuche mit Gewinde in der Schwerfuge (SF) durchgeführt und bei 59 Versuchen war der Schaft der Schraube in der Scherfuge. Die Festigkeitsklassen 4.6, 5.6, 8.8 und 10.9 sind in der Statistik mit verschiedenen Schraubengrößen M12, M16, M20 und M24 vertreten. Für die statistische Untersuchung werden die Daten gemeinsam nach DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990] ausgewertet.

Festig- keitsklasse	4.6	5.6	8.8	10.9	Summe	SF Gewinde	SF Schaft
M12	10	-	8	6	24	10	14
M16	-	3	-	3	6	-	6
M20	32	-	14	11	57	23	34
M24	5	3	-	3	11	6	5
Summe	47	6	22	23	98	39	59

Tabelle 31. Übersicht über Schraubenverbindungen unter reiner Scherbeanspruchung aus der Literatur

In Bild 68 sind die experimentellen Tragfähigkeiten über den charakteristischen Tragfähigkeiten gemäß FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] für 98 Versuchsergebnisse von Schraubverbindungen mit reiner Scherbelastung dargestellt. Auch hier wird zur Berechnung von $r_{t,i}$ für f_{ub} der Mittelwert der Schraubenzugproben von der jeweiligen Versuchsreihe verwendet. Die berechnete Mittelwertkorrektur b =1,1 ist in Bild 68 zur Verdeutlichung ebenfalls als gepunktete Linie dargestellt.



Bild 68. Experimentelle und charakteristische Tragfähigkeit von Schraubenverbindungen unter Scherbeanspruchung

Die statistische Auswertung der Versuchsergebnisse nach Anhang D, DIN EN 1990 [DINEN1990] ist in Tabelle 32 zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass der korrigierte Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m^* = 1,03$ deutlich kleiner als der für Verbindungen gültige Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M2} = 1,25$ ist. Damit liegt das Bemessungskonzept für Schraubenverbindungen unter Scherbeanspruchung für die ausgewerteten Versuchsergebnisse auf der sicheren Seite.

Tabelle 32.	Ergebnisse der statistischen Auswertung nach					
	DĪŇ	ΕN	1990,	Anhang	D	für
	Schraubenverbindungen			unter		reiner
	Schert	beanspl	ruchung			

ABSCHEREN					
Anzahl	b	V_{δ}	γм*	γм2	
	[-]	[%]	[-]	[-]	
98	1,17	12,33	1,03	1,25	

8.4.3 Lochleibung von Schraubenverbindungen

Für Schraubenverbindungen, die auf Lochleibung belastet sind, gibt es in der neuen Generation des Eurocodes FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] im Vergleich zur aktuell gültigen DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] Änderungen, die in Tabelle 33 zusammengefasst und gegenübergestellt sind.

Das neue Bemessungskonzept basiert auf umfangreichen Untersuchungen von Može [Moz2020], die gezeigt haben, dass die Lochleibungsfestigkeit in DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] zu konservativen Ergebnissen führt. Durch das in FprEN1993-1-8 [FprE3-1-8] vorgeschlagene Bemessungskonzept wird eine wirtschaftlichere Bemessung von Lochleibungsverbindungen möglich. Überdies ist der Nachweis vereinfacht, da beispielsweise die Abstände quer zur Lastrichtung e₂ und p₂ für die Berechnung der Lochleibungsfestigkeit nicht mehr in die Gleichungen einfließen.

Im Rahmen von [Neu2022] wurden 386 Versuchsdaten von Lochleibungsversuchen aus der Literatur [BGD1990, Sch1985, Moz2014, Wan2017] gesammelt. Die statistische Auswertung der Daten erfolgte nach [Moz2020] auf Basis von DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990]. Da das Lochleibungsversagen im angeschlossenen Blech und nicht in der Schraube auftritt, werden die Versuchsdaten in Tabelle 34 nach den jeweiligen Stahlsorten unterteilt angegeben. Die größte Datengrundlage mit 260 Ergebnissen liegt für die Stahlsorte S235 vor. Von hochfesten Stählen ≥ S460 konnten insgesamt 19 Versuchsergebnisse für die Statistik verwendet werden.

Tabelle 33.	Vergleich des Lochleibungs-Nachweises von DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] und FprEN1993-1-
	8 [FprE3-1-8]

DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8]	FprEN1993-1-8 [FprE3-1-8]		
$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}}$ mit $\alpha_b = min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1, 0\right)$ in Kraftrichtung: - Schrauben am Rand: $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$ - Schrauben innen: $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ quer zur Kraftrichtung: - Schrauben am Rand: $k_1 = min\left(2,8\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4\frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$ - Schrauben innen: $k_1 = min\left(1,4\frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right)$	$F_{b,Rd} = \frac{k_m \alpha_b f_u dt}{\gamma_{M2}}$ - Schrauben am Rand: $\alpha_b = min\left(\frac{e_1}{d_0}; 3\frac{f_{ub}}{f_u}; 3, 0\right)$ - Schrauben innen: $\alpha_b = min\left(\frac{p_1}{d_0} - \frac{1}{2}; 3\frac{f_{ub}}{f_u}; 3, 0\right)$ für Stahlsorte ≥ S460: $k_m = 0,9$ sonst: $k_m = 1,0$		
$\begin{array}{c} & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ & & & & $			

Tabelle 34. Übersicht über Lochleibungsversuche aus der Literatur

Stahlsorte	S235	S275	S355	S460	S550	S690
Anzahl	260	20	87	4	5	10

In Bild 69 ist ein Vergleich von aktuellem und neuem Bemessungskonzept für Lochleibungsverbindungen gegeben. Dabei sind die Ergebnisse des aktuell gültigen Bemessungskonzepts nach DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] in Schwarz und die nach FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] in Rot dargestellt. Auf der vertikalen Achse wird die experimentelle Tragfähigkeit durch die charakteristische Bemessungstragfähigkeit dargestellt.

Es ist deutlich zu erkennen, dass die beiden Bemessungskonzepte teilweise zu stark voneinander abweichenden Ergebnissen führen. Außerdem liefert das alte Bemessungskonzept nach DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] deutlich konservativere Werte im Vergleich zum neuen Ansatz nach FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8]. Die gepunkteten Linien geben die Mittelwerte der beiden Bemessungskonzept an. Beide Mittelwerte liegen mit 1,18 (neu) und 1,38 (alt) deutlich über 1,0 und somit auf der sicheren Seite.



Bild 69. Vergleich von aktuellem und neuem Bemessungskonzept für Lochleibungsverbindungen

Die Auswertung wurde sowohl getrennt nach den Stahlsorten S235 bis S700 als auch mit allen Stahlsorten gemeinsam durchgeführt. Die statistische Auswertung der gesamten Lochleibungsversuche ist in Tabelle 35 zusammengefasst. Bei der separaten Betrachtung der Stahlsorten sind für die einzelnen Festigkeitsklassen wie S460 und S550 (siehe Tabelle 35) zu wenige Daten für eine statistische Auswertung vorhanden sodass eine gemeinsame Betrachtung sinnvoller und aussagekräftiger ist.

Bei der Auswertung der Ergebnisse wurden ausschließlich Versuche berücksichtigt, bei denen nach DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] und FprEN1993-1-8 [FprE3-1-8] der Lochleibungsnachweis rechnerisch maßgebend wird. Versuchsdurchführungen, bei denen rechnerisch beispielsweise Blockversagen maßgebend ist fließen nicht in die statistische Auswertung ein. Insgesamt werden 386 Versuchsergebnisse mit verschiedenen Stahlsorten, wie in Tabelle 35 dargestellt, berücksichtigt. Der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m^* = 1,17$ liegt unter dem erforderlichen Wert von $\gamma_{M2} = 1,25$ und somit auf der sicheren Seite.

Tabelle 35.	Ergeb	nisse de	er statistis	chen Auswe	rtung	nach
	DĬŇ	ΕN	1990,	Anhang	D	für
	Lochle	eihunas	verhindun	naen		

Loomeisangeversindangen							
LOCHLEIBUNG							
Anzahl	b	V_{δ}	γм*	γм2			
	[-]	[%]	[-]	[-]			
386	1,25	11,5	1,17	1,25			

Neben der Bemessung für die Tragfähigkeit von Lochleibungsverbindungen ist auch das Verformungsverhalten der Verbindung zu beachten. Der Versagensfall Lochleibung kann zu großen Verformungen führen, bis die maximale Tragfähigkeit der Verbindung erreicht ist. Für den Fall, dass die Verformung einer Lochleibungsverbindungen zu begrenzen ist, soll gemäß FprEN1993-1-8 folgende Gleichung GI. (22) erfüllt werden. Wenn nicht anders spezifiziert, dann ist die Begrenzung der Verformung auf *d*/6 zu setzten, wobei *d* der Durchmesser der Schraube ist.

$$F_{b,Rd,} = \frac{k_m \alpha_{b,f_{ub}} dt}{\gamma_{M2}}$$
(22)

Für die Begrenzung der Verformung auf d/6 gilt:

$$\alpha_{b_i} = \begin{cases} \min(\alpha_b; 2) \ge S460\\ \min(0, 8\alpha_b; 2) < S460 \end{cases}$$

8.5 Tragfähigkeitsuntersuchung einer geschraubten, biegesteifen Rahmenecke

8.5.1 Allgemeines

Ein häufig verwendeter Anschluss im Stahlbau ist die biegesteife Rahmenecke, die in diesem Beispiel mit einem geschraubte T-Stummel ausgeführt wird. Im Folgenden wird eine Tragfähigkeitsuntersuchung durchgeführt, unter Berücksichtigung von Streuungen der Streckgrenze des Stahls f_y und der Zugfestigkeit der Schrauben f_{ub} . Dafür fließen die realen Streuungen der Materialkennwerte, die in Abschnitt 8.2.1 und 8.2.3 dargestellt sind, in die Berechnung ein. Anschließend wird in Abschnitt 8.5.4 eine Parameterstudie durchgeführt, in der der Einfluss verschiedener Komponenten auf die Momententragfähigkeit des Anschlusses untersucht werden. Bei den Ergebnissen und deren Interpretation ist zu beachten, dass die Einflüsse der Parameter auch von der gewählten Ausgangsgeometrie und der Materialwahl des Beispiels hier abhängen.

8.5.2 Ausgangsberechnung der biegesteifen Rahmenecke mit T-Stummel

Die biegesteife Rahmenecke ist in Bild 70 dargestellt. Als Trägerprofil kommt ein IPE 360 zum Einsatz und die Stütze ist mit einem HEA 400-Profil ausgeführt. An den Träger ist dabei an eine Stirnplatte der Dicke 20 mm angeschweißt und daran ist die Stütze mit sechs Schrauben geschraubt. Die verwendeten Schrauben haben die Größe M22. Es wird die negative Momententragfähigkeit des Anschlusses nach FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] berechnet.



Bild 70. Biegesteife Rahmenecke mit geschraubtem T-Stummel

Durch Monte Carlo Simulationen werden die streuende Materialeigenschaft des Stahls gemäß Abschnitt 8.2.1 und der Schraubenwerkstoffe gemäß Abschnitt 8.2.3 berücksichtigt, unter der Annahme von Normalverteilungen. Die Bemessung des T-Stummels wird – unter Berücksichtigung der streuenden Materialkennwerte – dabei nach FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] geführt.

Für den Stahl wird S355 verwendet. Dabei wird die angenommene Variabilität nach FprEN 1993-1-8, Tabelle E.1 [FprE3-1-8] verwendet, mit einer mittleren Streckgrenze von f_y = 426 N/mm² und einem Variationskoeffizient von 5,0 %, siehe Bild 58 und Tabelle 12. Die Schrauben werden mit Festigkeitsklasse 8.8 ausgeführt. Die mittlere Zugfestigkeit f_{ub} beträgt 912 N/mm² mit einem Variationskoeffizienten von 5,26 %, dem zugrunde liegt die Statistik aus Abschnitt 8.2.3.

Über diese beiden Materialkennwerte läuft jeweils eine Monte Carlo Simulation mit 20.000 Schritten deren Ergebnis in Bild 71 dargestellt ist. Für die Momententragfähigkeit werden anschließend ebenfalls 20.000 Berechnungen durchgeführt, wobei die mit der Monte Carlo Simulation berechneten Werte von f_y und f_{ub} zufällig miteinander kombiniert werden. Die Berechnungen werden mit dem Programm Python durchgeführt.



Bild 71. Häufigkeitsverteilung der Streckgrenze für Stahlsorte S355 (links) und Häufigkeitsverteilung der Zugfestigkeit für Schraubenfestigkeitsklasse 8.8 (rechts)

Nach FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] werden die Stütze und der Träger sowie die obere und untere Schraubenreihe zunächst separat betrachtet. Für die obere Schraubenreihe ist bei der Stütze der *Fall 2 "Bolt row at column end adjacent to a transverse stiffner"* und bei dem angeschlossenen Träger der *Fall 1 "Bolt row outside tension flange of beam, with end plate stiffner"* relevant. Für beide Fälle werden jeweils die effektiven Längen l_{eff,cp} und l_{eff,nc} berechnet, die ausschließlich von geometrischen Randbedingungen abhängig sind. Anschließend wird mit $L_b \leq L_b^*$ errechnet, dass in diesem Beispiel Abstützkräfte auftreten können. Somit werden für die möglichen drei Versagensmodi die Zugtragfähigkeiten berechnet, die in Bild 72 dargestellt sind. Versagensmodus 1 ist das vollständige Fließen der Stirnplatte, Versagensmodus 2 ist ein Schraubenversagen mit Fließen der Stirnplatte (kombiniertes Versagen) und Versagensmodus 3 ist ein reines Schraubenversagen.

Auf Basis der berechneten Verteilungsfunktionen der Versagensmodi wird eine maßgebende Verteilungsfunktion berechnet, die in Bild 72 rot dargestellt ist. Für die obere Schraubenreihe ist bei der Stütze der Modus 2 überwiegend maßgebend während bei dem Träger Modus 3 überwiegend maßgebend ist. Der Modus 3 wird ausschließlich über die Zugtragfähigkeit der Schrauben berechnet und führt somit für die Stütze und den Träger zu identischen Ergebnissen.



Bild 72. Zugtragfähigkeiten für die obere Schraubenreihe der Stütze (links) und des Trägers (rechts)

Mit den beiden Verteilungsfunktionen der Stütze und des Trägers für das Versagen der oberen Schraubenreihe wird anschließend die maßgebende Verteilungsfunktion der oberen Schraubenreihe ermittelt. In Bild 73 sind die Ergebnisse für die Stütze und den Träger aus Bild 72 erneut dargestellt und die Zugtragfähigkeit für die gesamte obere Schraubenreihe ist in Rot dargestellt. Es ist zu sehen, dass in diesem Beispiel für die obere Schraubenreihe das Versagen auf Seiten der Stütze maßgebend ist.



Bild 73. Zugfragfähigkeiten der oberen Schraubenreihe

Für die untere Schraubenreihe wird das erläuterte Verfahren analog angewendet. Hier ist für den Träger *Fall 2 "End bolt row between beam flanges"* und für die Stütze *Fall 5 "End bolt row adjacent to a transverse stiffner"* relevant. Damit wird die maßgebende Verteilungsfunktion für die Zugtragfähigkeit der unteren Schraubenreihe ermittelt.

Abschließend wird die Momententragfähigkeit der geschraubten, biegesteifen Rahmenecke berechnet. Dafür werden für die obere und untere Schraubenreihe die maßgebenden Zugtragfähigkeiten mit dem dazugehörigen Hebelarm multipliziert. Da die Monte Carlo Simulation über 20.000 Werte läuft, werden auch 20.000 Momententragfähigkeiten berechnet die in Bild 74 als Histogramm dargestellt sind.

Im Mittel ist die negatives Momenttragfähigkeit 271,2 kNm mit einem Variationskoeffizient von 4,4 %. Das 5 %-Quantil der Verteilungsfunktion liegt bei 251,4 kNm. Die normative Momententragfähigkeit des Anschlusses, bei denen die Eingangswerte nach Norm mit $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ und $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

verwendet werden liegt bei 235,2 kNm. Folglich liegt der 5 %-Quantilwert 6,9 % über der normativen Momententragfähigkeit des Anschlusses. Die mittlere Momententragfähigkeit liegt 15,3 % über der normativen Tragfähigkeit. In Bild 74 ist der Mittelwert der Ausgangsberechnung, das dazugehörige 5 %-Quantil und die normative Tragfähigkeit angegeben.



Bild 74. Ausgangsberechnung: Momententragfähigkeit der geschraubten, biegesteifen Rahmenecke

8.5.3 Konvergenz der Monte Carlo Simulation

Wie oft die Monte Carlo Simulation durchgeführt wird hat Einfluss auf die Aussagekraft der erzielten Ergebnisse. In jeder Berechnung werden widerholt Zufallsstichproben der vorgegebenen Verteilung berechnet, sodass jeder Rechendurchlauf zu leicht unterschiedlichen Ergebnissen führt. Mit größer werdender Anzahl an Simulationen je Berechnung werden die Ergebnisse genauer und die Abweichungen je Rechendurchlauf kleiner, jedoch erhöht sich gleichzeitig die Rechenzeit.

Die Anzahl der erforderlichen Simulationsschritte wurde iterativ bestimmt. In Tabelle 36Tabelle 36 sind die Ergebnisse der Simulation mit verschiedener Anzahl, von 1.000 bis 20.000, gegenübergestellt. Es werden jeweils drei Durchläufe der Berechnungen durchgeführt und der errechnete Mittelwert und die Standardabweichung der Momententragfähigkeit werden bestimmt. Wie zu sehen ist, kommt es beispielsweise bei 1.000 Stimulation noch zu Abweichungen von bis zu 3,77 %. Mit größerer Anzahl der Simulationsschritte nehmen die Abweichungen je Durchlauf an. Bei 20.000 Simulationen liegen die erzielten Ergebnisse sehr nah zusammen, mit einer maximalen Abweichung von 0,42 %. Für die Berechnung der biegesteifen Rahmenecke sind somit 20.000 Simulationsschritte ausreichend.

MC Simulationen	1.000		MC 1.000 5.000		10.	000	20.	000
	Mittelwert	Stabw. [kNm]	Mittelwert	Stabw. [kNm]	Mittelwert	Stabw. [kNm]	Mittelwert	Stabw. [kNm]
1	271,75	11,52	271,07	11,73	271,20	11,76	271,18	11,84
2	271,28	11,84	271,24	11,94	270,94	11,81	271,11	11,79
3	270,43	11,41	270,84	11,65	271,08	11,69	271,00	11,81
Abweichung	0,49 %	3,77 %	0,15 %	2,49 %	0,10 %	1,03 %	0,07 %	0,42 %

Tabelle 36. Anzahl der Monte Carlo (MC) Simulationen und Einfluss auf die Genauigkeit des Ergebnisses

8.5.4 Parameterstudie an biegesteifer Rahmenecke mit T-Stummel

8.5.4.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden unterschiedliche Parameter der biegesteifen Rahmenecke variiert, um deren Auswirkung auf die Tragfähigkeit dieser Verbindung zu untersuchen. Hierbei dient die Ausgangsberechnung aus Kapitel 8.5.2 als Grundlage. Von der Ausgangsberechnung werden die untersuchten Parameter einzeln variiert, um deren Einfluss auf die Tragfähigkeit des Anschlusses zu analysieren. Es werden im Folgenden ausgewählte geometrische und materielle Parameter untersucht. Zum Vergleich werden die Ergebnisse sowohl der Ausgangsberechnung als auch der normativen Tragfähigkeit gegenübergestellt.

Abschließend werden die Einflüsse der untersuchten Parameter untereinander verglichen und gegenübergestellt. Um eine Vergleichbarkeit zu erhalten, wird im Abschnitt 8.5.4.6 der Variationskoeffizient für alle untersuchten Parameter auf 10 % gesetzt und die damit erzielten Ergebnisse werden direkt verglichen.

8.5.4.2 Stahlwerkstoff mit Eingangswerten nach Abschnitt 8.2.1

Für den Stahlwerkstoff wurde in der Ausgangsberechnung der Materialwert f_y nach FprEN 1993-1-1, Anhang E, Tabelle E.1 [FprE3-1-1] verwendet. In Abschnitt 8.2.1 wurden für Grundwerkstoffe eine große Anzahl an Daten gesammelt und statistisch ausgewertet. In diesem Abschnitt wird für den verwendeten Stahlwerkstoff nun das Ergebnisse aus Abschnitt 8.2.1 für S355 verwendet, mit Mittelwert der Streckgrenze f_y von 400 N/mm² und dazugehörigem Variationskoeffizient von 9,9 %. Wie bereits in Abschnitt 8.2.1 erläutert, liegen dem Materialmodell aus FprEN 1993-1-1 eine deutlich größere Datengrundlage zugrunde. Der Einfluss dieser Änderung auf die Momententragfähigkeit der Verbindung wird in diesem Abschnitt untersucht.

In Bild 75 ist die Verteilungsfunktion der Momententragfähigkeit mit geänderter Verteilungsfunktion des Stahlwerkstoffs dargestellt. Dabei gibt die grüne gestrichelte Linie den Mittelwert der Ausgangsberechnung aus Abschnitt 8.5.2 an. Die normative Tragfähigkeit ist mit der roten gestrichelten Linie dargestellt. Tabelle 37 zeigt die Ergebnisse der Berechnung und einen Vergleich mit der Ausgangsberechnung sowie der normativen Tragfähigkeit. Der Mittelwert der Momententragfähigkeit, der mit der grau gestrichelten Linie angegeben ist, nimmt um 1,5 % im Vergleich zur Ausgangsberechnung ab. Der Variationskoeffizient ist um 0,3 Prozentpunkte höher und folglich liegt eine größere Streuung der Ergebnisse vor. Das 5 %-Quantil der Verteilungsfunktion, das mit der schwarz gestrichelten Linie dargestellt ist, liegt 4,7 % über der normativen Tragfähigkeit der Verbindung.



Bild 75. Variation fy: Momententragfähigkeit der geschraubten, biegesteifen Rahmenecke

Mittelwert		Variationskoeffizient		5 % Quantil	Normativo
Ausgangsbe- rechnung	Variation fy	Ausgangsbe- rechnung	Variation fy	Variation f _y	Normative Tragfähigkeit
271,2 kNm	267,0 kNm	4,4 %	4,7 %	246,3 kNm	235,2 kNm
→ -1,5 %		→ +0,3 Pro	3 Prozentpunkte \rightarrow +4,7 %		1,7 %

Tabelle 37. Variation f_y: Ergebnisse der Monte Carlo Simulation

8.5.4.3 Dicke der Stirnplatte tp

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Dicke der Stirnplatte t_p untersucht, siehe Bild 76. Der Ausgangswert beträgt t_{p,A} = 20 mm. Die Dicke der Stirnplatte kann die Tragfähigkeit und auch den Versagensmodus beeinflussen. Gemäß FprEN 1993-1-1, Anhang E, Tabelle E.1 [FprE3-1-1] liegt für die Dicke der Mittelwert bei 0,99 · t_{p,nom} = 19,8 mm mit einem Variationskoeffizient von 2,5 %.



Bild 76. Dicke der Stirnplatte t_p

In Tabelle 38 sind die Ergebnisse der Berechnung zusammengefasst. Es ist deutlich zu erkennen, dass diese Variation das Ergebnis kaum beeinflusst. Das 5 %-Quantil ist leicht gesunken, im Vergleich zur Ausgangsberechnung während der Mittelwert und der Variationskoeffizient unverändert geblieben sind. In Abschnitt 8.5.4.6 wird untersucht, ob ein größerer Variationskoeffizient von 10 % einen Einfluss auf die Momententragfähigkeit hat.

Mitte	lwert	Variationskoeffizient		Variationskoeffizient		5 % Quantil	Normativa
Ausgangsbe- rechnung	Variation t _p	Ausgangsbe- rechnung	Variation t _p	Variation t _p	Tragfähigkeit		
271,2 kNm	271,2 kNm	4,4 %	4,4 %	251,2 kNm	235,2 kNm		
$\rightarrow \pm$	0 %	\rightarrow ±0 Prozentpunkte \rightarrow +6,8 %		6,8 %			

8.5.4.4 Horizontaler Abstand w1 der Schrauben

Der Abstand w₁ fließt in die Berechnung der Momententragfähigkeit direkt und indirekt ein. Die Berechnung der kreisförmigen I_{eff,cp} und nicht kreisförmigen I_{eff,nc} Muster wird durch den Schraubenabstand w₁ beeinflusst, ebenso wie die Tatsache, ob ein Versagen mit Abstützkräften oder ohne Abstützkräfte auftritt.

Für den horizontalen Abstand w₁ der Schrauben, siehe Bild 77, werden sinnvolle statistische Werte angenommen. Als Mittelwert wird der Ausgangswert angesetzt und der Variationskoeffizient wird mit 10 % abgeschätzt.



Bild 77. Horizontaler Abstand w1 der Schrauben

Die Verteilungsfunktion mit einem variablen Schraubenabstand ist in Bild 78 dargestellt. Hier ist zu sehen, dass die mittlere Momententragfähigkeit (grau) um 0,5 % abnimmt im Vergleich zur Ausgangsberechnung (rot), was auch in Tabelle 39 angegeben ist. Der Variationskoeffizient erhöht sich um 0,4 Prozentpunkte und damit liegt eine deutlich größere Streuung der Verteilungsfunktion vor. Das 5 %-Quantil der Momententragfähigkeit liegt 5,7 % über der normativen Tragfähigkeit nach FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8].



Bild 78. Variation w1: Momententragfähigkeit der geschraubten, biegesteifen Rahmenecke

Mitte	Mittelwert Variationskoeffizient		Variationskoeffizient		Normativa
Ausgangsbe- rechnung	Variation w ₁	Ausgangsbe- rechnung	Variation w ₁	Variation w ₁	Normative Tragfähigkeit
271,2 kNm	269,9 kNm	4,4 %	4,8 %	248,6 kNm	235,2 kNm
\rightarrow -0	,5 %	→ +0,4 Pro	-0,4 Prozentpunkte → +5,7 %		5,7 %

 Tabelle 39.
 Variation w1: Ergebnisse der Monte Carlo Simulation

8.5.4.5 Höhe h (IPE 360)

Abschließend wird die Höhe h des Trägers variiert. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Schraubenreihen sich an der Höhe am Träger orientieren und ebenfalls variieren. Dies führt zu einer direkten Beeinflussung der Momententragfähigkeit, da die oberen beiden Schraubenreihen bei der Berechnung der Hebelarme in die negativen Momententragfähigkeit direkt einfließen.

Gemäß FprEN 1993-1-1, Anhang E, Tabelle E.1 [FprE3-1-1] wird für die mittlere Höhe h der Ausgangswert angesetzt mit einem Variationskoeffizient von 0,9 %, siehe auch Tabelle 13.

Auf Grund des sehr kleinen Variationskoeffizienten beeinflusst diese Variation das Ergebnis der Momententragfähigkeit nur wenig. Der Variationskoeffizient steigt leicht um 0,1 Prozentpunkte und der 5 %-Quantilwert liegt 6,6 % über der normativen Tragfähigkeit. Die Ergebnisse sind in Bild 79 dargestellt und Tabelle 40 zusammengefasst.



Bild 79. Variation h_r: Momententragfähigkeit der geschraubten, biegesteifen Rahmenecke

Mittelwert Variatio		Variationskoeffizient		E % Quantil	Normativa
Ausgangsbe- rechnung	Variation h	Ausgangsbe- rechnung	Variation h	Variation h	Tragfähigkeit
271,2 kNm	271,0 kNm	4,4 %	4,5 %	250,8 kNm	235,2 kNm
→ -0,1 %		→ + 0,1 Prozentpunkte		→ +6	8,6 %

8.5.4.6 Einfluss der geometrischen Parameter auf die Tragfähigkeit der biegesteifen Rahmenecke

Der Einfluss der untersuchten geometrischen Parameter auf die Tragfähigkeit wird in diesem Abschnitt miteinander verglichen. In den Abschnitten zuvor wurde der Variationskoeffizient der variierten Parameter gemäß FprEN 1993-1-1 [FprEN3-1-1] oder mit sinnvollen Annahmen gewählt. Folglich unterscheiden sich die Variationskoeffizienten der untersuchten Parameter untereinander.

Um eine Vergleichbarkeit der geometrischen Parameter zu ermöglichen, wird in diesem Kapitel angenommen, dass alle Parameter einen Variationskoeffizient von 10 % haben. Dabei wird als Mittelwert für alle Variablen der Ausgangswert angenommen. Diese hypothetische Annahme ermöglicht es, die Einflüsse der Parameter und deren Variabilität auf die Tragfähigkeit der biegesteifen Rahmenecke sinnvoll miteinander zu vergleichen.

In Tabelle 41 sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengefasst. Die Variationen f_y , t_p und w_1 führen zu ähnlichen Ergebnissen mit um 0,4 Prozentpunkte leicht erhöhten Variationskoeffizienten und einer Reduktion der 5 %-Quantile und Mittelwerte um 0,4 % bis 1,7 %.

Eine Variation der Höhe h und damit auch der Schraubenreihen beeinflusst die Momententragfähigkeit jedoch deutlich. Der Variationskoeffizient nimmt um 6,9 Prozentpunkte zu und der 5 %-Quantilwert reduziert sich um 12,1 %. Ausschließlich bei der Variation der Höhe mit einem Variationskoeffizient von 10 % liegt der 5 %-Quantilwert unter der normativen Tragfähigkeit von 235,2 kNm. Hierbei muss betont werden, dass ein Variationskoeffizient der Höhe von 10 % sehr unwahrscheinlich ist, siehe Abschnitt 8.5.4.5.

Bei allen übrigen Variationen liegt der 5 %-Quantilwert deutlich unter der normativen Tragfähigkeit von 235,2 kNm.

	Ausgangsbe- rechnung	Variation fy	Variation t _p	Variation w ₁	Variation h
Mittelwert	271,2 kNm	270,2 kNm	269,3 kNm	269,9 kNm	270,8 kNm
Variations- koeffizient	4,4 %	4,8 %	4,8 %	4,8 %	11,3 %
5%-Quantil	251,4 kNm	248,8 kNm	247,0 kNm	248,6 kNm	221,0 kNm

 Tabelle 41.
 Vergleich der Parameter mit Variationskoeffizient von 10 %

8.6 Versteckte Sicherheiten von Verbindungen und Anschlüssen

8.6.1 Allgemeines

Durch konservative Modellannahmen oder auf der sicheren Seite liegende konstruktive Vorgaben oder Grundsätze entsteht eine implizite Sicherheitsreserve, die sogenannte versteckte Sicherheit. In diesem Abschnitt werden für Schweißverbindungen und Schraubverbindungen versteckte Sicherheiten erläutert, die bei der Konstruktion und Berechnung auftreten. Dabei wird darauf hingewiesen, dass dieser Abschnitt kein Anspruch auf Vollständigkeit der versteckten Sicherheiten bei Stahlverbindungen erhebt, sondern vielmehr beispielhaft solche aufzeigt und erläutert.

8.6.2 Bemessungskonzepte

Anhand von einer Vielzahl an experimentellen Ergebnissen wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens in Kapitel 8 Bemessungskonzepte von geschraubten und geschweißten Verbindungen untersucht. Die statistische Auswertung wurde dabei mit DIN EN 1990, Anhang D [DINEN1990] durchgeführt. Das Ergebnis der statistischen Auswertung ist stets der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert γ_M^* . Für Nachweise von Schraubenverbindungen und Schweißverbindungen kommt gemäß Norm der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M2} = 1,25$ zum Einsatz. Für alle untersuchten Bemessungskonzepte ist $\gamma_M^* < \gamma_{M2}$. Folglich haben die statistisch ausgewerteten Bemessungskonzepte bereits eine versteckte Sicherheit, da die Abminderung durch γ_{M2} größer ist, als statistisch nach EN 1990 erforderlich.

8.6.3 Flankenkehlnaht

Für die Bemessung von Kehlnähten ist die Kehlnahtdicke eine wesentlichen Kenngröße, die die Tragfähigkeit direkt beeinflusst. Gemäß FprEN 1993-1-8, 6.5.2 [FprE3-1-8] kann die Kehlnahtdicke entweder ab dem theoretischen Wurzelpunkt (a_{EC,th}) oder dem tatsächliches Wurzelpunkt (a_E) gemessen werden. Der tatsächliche Wurzelpunkt berücksichtigt dabei den tiefen Einbrand. Diese Größe darf jedoch nur verwendet werden, wenn durch eine Verfahrensprüfung sichergestellt ist, dass der Einbrand durchgehend erreicht werden kann [FprE3-1-8]. Durch beispielsweise einen 3D-Scan der Bruchfläche kann wiederum der tatsächliche Verlauf des Bruches bestimmt werden (a_{3D-Scan}). In Bild 80 sind grafisch die drei erläuterten Methoden zur Bestimmung der Nahtdicke bzw. Nahtbruchfläche dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass bei einer Berechnung mit Kehlnahtdicke a_{EC,th}, beispielsweise weil auf die Überprüfung des tiefen Einbrands verzichtet wird, nicht die maximale Tragfähigkeit ermittelt wird und das Ergebnis folglich auf der sicheren Seite liegt.



Bild 80. Bestimmung der Kehlnahtdicke bzw. Kehlnahtbruchfläche nach drei Methoden, aus [Kle2018]

In [Kle2018] wurde 52 Versuchsergebnisse hinsichtlich der Kehlnahtdicken ausgewertet und die Ergebnisse sind in Tabelle 42 zusammengefasst. Die geplante Kehlnahtdicke ist 5 mm und bei der Fertigung wurden diverse Parameter variiert, wie beispielsweise der Mechanisierungsgrad oder die Schweißgeschwindigkeit, um in der Realität auftretende Streuungen zu berücksichtigen. Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass die tatsächlich vorhandene Nahtdicke a, die hier als Mittelwert aller Versuchsergebnisse angegeben wird für alle Methoden der Nahtdickenbestimmung mit +8,6 % bis +54,2 % über der geplanten Nahtdicke von 5 mm liegt, was auf der sicheren Seite liegt.

	Mittlere Nahtdicke a	Variationskoeffizient V	Abweichung der Nahtdicke von 5 mm
Theoretischer Wurzelpunkt a ec	5,43 mm	10,5 %	+8,6 %
Tatsächlicher Wurzelpunkt a _{EC,th}	6,98 mm	12,5 %	+39,6 %
3D-Scan a 3D-Scan	7,71 mm	10,6 %	+54,2 %

Tabelle 42. Auswertung der Nahtdicken nach verschiedenen Definitionen [Kle2018]

8.6.4 Schraubenverbindungen

Konstruktionsempfehlungen von Schraubverbindungen können zu versteckten Sicherheiten führen. Beispielsweise der Grundsatz "Eine Schraube ist keine Schraube" kann, je nach einwirkender Kraft, zu einem deutlich auf der sicheren Seite liegenden Anschluss führen. Darüber hinaus werden Anschlüsse üblicherweise symmetrisch ausgeführt, was zu einer geraden Anzahl an Verbindungsmitteln führt und gegebenenfalls in einer zusätzlich, rechnerisch nicht erforderlichen Schraube resultiert.

Außerdem sollten in einem Bauteil möglichst nur eine Schraubenart mit gleichem Durchmesser und gleicher Festigkeitsklasse eingesetzt werden. Die Schraubenart orientiert sich dabei an der höchsten beanspruchten Schraube, sodass die übrigen Verbindungsmittel eine geringere Ausnutzung haben können [Kin2012].

9. Behandlung nichtlinearer Einflüsse und Behandlung in der Flächenuntersuchung (AP 5)

9.1 Grundsätzliche Klärung des Einflusses von Nichtlinearitäten

9.1.1 Einführungsbeispiel eines zentrisch beanspruchten Druckstabs

Die Problematik der Nichtlinearität lässt sich auf Bauteilebene anhand des Beispiels eines zentrisch beanspruchten Druckstabs verdeutlichen. Bild 81 zeigt das dazugehörige Last-Auslenkungsdiagramm. In Realität verhält sich ein Druckstab elastoplastisch, was für die Bauteilbemessung allerdings nur sehr schwer beziehungsweise approximiert durch allgemein anwendbare Formeln beschrieben werden kann. Üblicher Ansatz hierbei ist, dass die elastische Theorie 2. Ordnung in Kombination mit dem Querschnittswiderstand beigezogen wird. Die Traglast entspricht in dieser Betrachtung dem Schnittpunkt der Linien, welche jeweils das Normalkraft- und Auswirkungsniveau nach Theorie 2. Ordnung (als Effekt der Einwirkungen) und der ertragbaren Normalkraft bei verschiedenen Auslenkungen und den daraus resultierenden Biegemomenten 2. Ordnung (als Querschnittswiderstand) darstellen. Hierzu wird eine gegenüber der Realität erhöhte Imperfektion angesetzt, welche die Effekte des in Wahrheit elastoplastischen Verhaltens sowie auftretender Eigenspannungen berücksichtigen soll. Diese anzusetzende Ersatzimperfektion wird so kalibriert, dass der resultierende charakteristische Widerstand mit denjenigem des realen Tragverhaltens übereinstimmt. Diese Vorgehensweise ist sowohl Bestandteil der direkten Bemessung von Druckbauteilen auf Grundlage von Schnittgrößen 2. Ordnung und Querschnittsnachweisen als auch bei der Verwendung der Knicklinien.

Zur Bestimmung der Zuverlässigkeit dieser Vorgehensweise ist es erforderlich, die Effekte der Streuungen der verschiedenen Eingangsgrößen auf Ebene der realen Traglasten zu berücksichtigen, da diese Effekte in die rein elastische Betrachtung nach Theorie 2. Ordnung nur ungenügend eingehen. Weder Mittelwert noch Varianz stimmen überein. Im Allgemeinen lässt sich feststellen, dass die Höhe der Last sowohl die Auswirkungen als auch die Widerstände in nichtlinearer Weise beeinflusst. Eine vollständige Trennung von Auswirkung der Einwirkungen und Widerstand ist somit bei genauer Betrachtung nicht möglich.



Bild 81. Nichtlineares Tragverhalten eines zentrisch beanspruchten Druckstabs. Reales Tragverhalten in orange, idealisiertes elastisches Tragverhalten nach Theorie 2. Ordnung in blau, Querschnittswiderstand in grau (inkl. Streubänder)

9.1.2 Modellunsicherheiten

Die Tragwerksanalyse geschieht typischerweise unter Verwendung von vereinfachenden Rechenmodellen, wie bereits in 9.1.1 geschildert. Je nach Anforderung können diese die Realität sehr oder nur weniger genau abbilden. Es liegt in der Natur von Modellen, dass sie sich auf eine begrenzte Anzahl maßgebender Parameter beschränken. Auch wenn sämtliche dieser Eingangsgrößen bekannt sind, weichen die Modellvoraussagen im Allgemeinen dennoch von den tatsächlichen Realisationen ab. Da Modelle niemals die Gesamtheit aller Einflussvariablen berücksichtigen können, werden sie zwangsläufig immer eine gewisse Unsicherheit aufweisen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass mit zunehmender Modellfeinheit, kleinere Abweichungen resultieren. Modellunsicherheiten sind somit per Definition modellabhängig.

In der klassischen Eurocode-Bemessung können die Modellvereinfachungen in drei wesentliche Kategorien unterteilt werden:

- Lastmodell
- Lasteffektmodell
- Widerstandsmodell

Lastmodelle vereinfachen und limitieren die zu berücksichtigenden räumlichen Anordnungen von Einwirkungen. Typische Beispiele hierfür sind Verkehrs-, Nutz oder Windlasten. Für Stahlhallen sind vor allem letztere interessant.

Die Modellierung des Lasteffekts beschreibt, in welcher Weise das Tragwerk, bei einem gegebenen Belastungszustand, beansprucht wird. Generell erlauben Stahltragwerke, mit ihren meist balkenartigen Bauteilen, jedoch eine sehr gute Nachvollziehbarkeit des Kraftflusses und die entsprechenden Unsicherheiten sollten daher eher klein ausfallen. Leichte Abweichungen können beispielsweise bei den Biegemomenten resultieren, weil Anschlusssteifigkeiten vereinfacht modelliert werden. Oftmals wird nicht explizit zwischen Last- und Lasteffektunsicherheit unterschieden, da sich beide auf die Auswirkungen von Einwirkungen beziehen.

Widerstandsmodelle beschreiben die Belastungskapazität eines Tragwerks. Die Eurocode-Widerstandsmodelle wurden, wie in 9.1.1 erklärt, typischerweise für die semi-probabilistische Nachweisführung kalibriert, wodurch diese meist einen deutlichen "Bias" aufweisen.

In moderneren, FE-gestützten Nachweisverfahren geschieht die Bestimmung des Lasteffekts und des Widerstandes nicht mehr strikt getrennt, was folglich auch für die entsprechende Modellunsicherheit gilt.

9.1.3 Einfluss der Lastabfolge und Systemabhängigkeit

Nebst der offensichtlichen Nichtlinearität bei der Nachweisführung hat sich herausgestellt, dass insbesondere auch die Lastabfolge eine entscheidende nichtlineare Rolle spielt. Bild 82 zeigt eine diesbezügliche Untersuchung auf Systemebene in [Tar2015]. Bei dieser werden zwei Lastzustände (Load Cases) jeweils entsprechend zweier Lastabfolgen (Load Sequences) gesteigert und maximale Laststeigerungsfaktoren A ermittelt, bei denen an einer ersten Stelle des Systems ein Versagen eintritt. Gleichzeitig werden Materialeigenschaften, Querschnittsabmessungen und Stützenschiefstellung variiert, wodurch man eine Streuung von solchen Faktoren erhält. Setzt man diese Laststeigerungsfaktoren in das Verhältnis zu denjenigem, welchen man mit den nominellen Systemeigenschaften erhält, kann man erkennen, dass eine deutliche Abhängigkeit von der Lastabfolge besteht. Die resultierenden Verteilungen variieren bereits für zwei unterschiedliche Ausgangs-Lastzustände, was bedeutet, dass auch eine Systemabhängigkeit bestehen muss.



Bild 82. Einfluss der Lastabfolge (Load Sequence) bei Portalrahmen für zwei unterschiedliche Lastkombinationen (Load Case), aufgezeigt anhand erreichbarer Laststeigerungsfaktoren Λ [Tar2015]

9.1.4 Einfluss der Größenabstufung von Walzprofilen

Insbesondere im Stahlhallenbau werden für das Haupttragwerk hauptsächlich Walzprofile verwendet. Deren Produktekatalog weist eine natürliche Abstufung bezüglich der erhältlichen Querschnittsgrößen auf. Auch wenn es selbstverständlich noch andere Möglichkeiten zur Optimierung gibt, gelingt es nur in Ausnahmefällen sämtliche Bauteile auf eine hundertprozentige Ausnutzung zu bemessen. Üblicherweise resultiert rein aus dieser Größenabstufung eine Tragsicherheitsreserve von einigen Prozenten.

Diese Begebenheit entspricht zwar keiner klassischen Nichtlinearität hinsichtlich der Zuverlässigkeit eines einzelnen, spezifischen Stahltragwerks. In einer flächendeckenden Zuverlässigkeitsuntersuchung (mit mehreren Systemen), sind die Auswirkungen dennoch nichtlinear. Gerade im bauweisenübergreifenden Vergleich, zeichnet sich der Stahlbau oftmals durch solche versteckte Sicherheitsreserven aus, welche andere Bauarten typischerweise nicht in diesem Ausmaß aufweisen. Diese sollten auch nicht vernachlässigt werden.

9.2 Untersuchung der Nichtlinearität bei Rahmentragwerken anhand von Laststeigerungen

9.2.1 Bemessung eines Hallensystems nach Eurocode

In einem ersten Schritt werden die Profile sowie Rahmenabstand des in Bild 83 dargestellten Rahmentragwerks, welches System 1 aus Bild 20 entspricht, bemessen. Als Nachweisverfahren wird die Methode M3 (vergleiche FprEN1993-1-1 [FprEN1993]) angewandt. Bei diesem werden Systemeffekte 2. Ordnung unter gleichzeitiger Modellierung einer Stützenschiefstellung explizit in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt. Stabeffekte 2. Ordnung und Stabimperfektionen werden durch die Durchführung von Bauteilnachweisen abgedeckt. Nebst Rotationssteifigkeiten in den Anschlüssen wird folglich auch ein schiefer Stützeneinbau gemäß EN 1993 modelliert. Bezüglich Bauteilnachweisen werden jeweils seitliche Halterungen an den Enden und in der Mitte der Bauteile angesetzt. Die Lasten auf charakteristischem Niveau sind ebenfalls in Bild 83 dargestellt. Während die ständigen Lasten entsprechend einem für Industriegebäude typischen, leichten Wand- und Dachaufbau gewählt sind, sind die veränderlichen Lasten gemäß EC1 bestimmt. Dabei wird auf charakteristischem Niveau von einer Windlast (Böengeschwindigkeitsdruck) von 1,00 kN/m² und einer Schneelast (bezogen auf den Boden) von 0,80 kN/m² ausgegangen. Bezüglich des Winds wird zwischen vier Lastmodellen differenziert, welche sich in den zu berücksichtigenden Druckbeiwerten auf der Dachoberfläche unterscheiden. Ein Innendruck wird vereinfachend vernachlässigt.



Bild 83. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Modellierung und charakteristische Lasten

Für die Bemessung gemäß EN 1993 werden 16 Lastkombinationen überprüft. Ausgehend von einem Rahmenabstand von 8.5 Metern fiel die Profilwahl auf ein HEA 320 (S355) für die Stützen und ein IPE 600 (S355) für das Dach. Die maximale Ausnutzung der Stützen beträgt 102,6% und diejenige des Dachs 93,6%. Eine detaillierte Auflistung der Lastkombinationen sowie der Nachweis-Ausnutzungsgrade ist in Tabelle 43 ersichtlich.

Lastkombination							Nachweis-Ausnutzungsgrade			
Nr.	Ständig	LM a	Wi LM b	nd LM c	LM d	Schnee	Stütze links	Dach links	Dach rechts	Stütze rechts
1a	1,00 · G	1,50 · Wa					0,49	0,30	0,32	0,42
1 <i>b</i>	1,00 · G		$1,50 \cdot Wb$				0,25	0,45	0,40	0,75
1 <i>c</i>	1,00 · G			1,50 · <i>Wc</i>			0,26	0,16	0,24	0,48
1d	1,00 · G				$1,50 \cdot Wd$		0,48	0,46	0,48	0,69
2a	1,35 · G	1,50 · Wa					0,42	0,29	0,33	0,51
2 <i>b</i>	1,35 · G		$1,50 \cdot Wb$				0,19	0,56	0,43	0,85
2 <i>c</i>	1,35 · G			1,50 · <i>Wc</i>			0,19	0,27	0,27	0,57
2 <i>d</i>	1,35 · G				$1,50 \cdot Wd$		0,41	0,48	0,50	0,79
3a	1,35 · G	1,50 · Wa				0,75 · <i>S</i>	0,28	0,38	0,37	0,69
3 <i>b</i>	1,35 · G		$1,50 \cdot Wb$			0,75 · <i>S</i>	0,14	0,77	0,58	1,026
3 <i>c</i>	1,35 · G			1,50 · <i>Wc</i>		0,75 · <i>S</i>	0,12	0,49	0,47	0,75
3 <i>d</i>	1,35 · G				$1,50 \cdot Wd$	0,75 · <i>S</i>	0,27	0,66	0,54	0,96
4a	1,35 · G	0,90 · Wa				1,50 · S	0,29	0,70	0,59	0,81
4 <i>b</i>	1,35 · G		0,90 · Wb			1,50 · <i>S</i>	0,47	0,936	0,82	1,02
4 <i>c</i>	1,35 · G			0,90 · Wc		1,50 · <i>S</i>	0,45	0,77	0,76	0,85
4 <i>d</i>	1,35 · G				0,90 · Wd	1,50 · <i>S</i>	0,31	0,87	0,66	0,98

Tabelle 43. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Bemessung

In dieser semi-probabilistischen Betrachtungsweise, werden jeweils spezifische Bemessungslastzustände betrachtet. Diese punktuelle Ermittlung von Ausnutzungsgraden lässt jedoch nur bedingt eine Aussage zu, wie hoch das Sicherheitsniveau gegenüber bestimmten Versagensformen ist. Nebst der Tatsache, dass sich die Nachweisfunktionen nichtlinear verhalten, steigen die verschiedenen Lasten während den für die Tragsicherheit maßgebenden, extremen Belastungssituationen nicht proportional an. Vielmehr ist die Intensität einer veränderlichen Leiteinwirkung entscheidend. Insofern lässt sich aus dieser Perspektive nicht direkt darauf schließen, wie sensitiv sich gewisse Ausnutzungsgrade auf eine Änderung einer einzelnen (Leit-)Einwirkung verhalten.

9.2.2 Biegebeanspruchung infolge einzelner Einwirkungen

Zuerst wird die Beanspruchung des Tragwerks infolge der einzelnen Lasttypen beleuchtet. Da für die Tragsicherheit des vorliegenden Rahmensystems die Biegebeanspruchung entscheidend ist, wird folglich diese Schrittgröße betrachtet. Wie man in Bild 84 erkennt, verursachen ständige Lasten und Schneelasten einen affinen Momentenverlauf. In den Rahmenecken resultiert dabei negative und in Zentrum des Dachs positive Biegung. Die Windlasten hingegen erzeugen im linken Rahmeneck generell Biegewirkung mit positivem Vorzeichen, während im Dachbereich und im rechten Rahmeneck negative Biegung vorherrscht. Steigerung der Leiteinwirkungen der Eurocode-Lastkombinationen



Bild 84. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Biegemoment infolge charakteristischer Lasten

9.2.3 Steigerung der Leiteinwirkungen der Eurocode-Lastkombinationen

Aus genannten Gründen wurde entschieden zu untersuchen, wie sich das Hallensystem bei einer Steigerung der Leiteinwirkung verhält. Bild 85 zeigt dies beispielhaft für Lastkombination 3a (vergleiche Tabelle 43). Die Intensität der Leiteinwirkung, in diesem konkreten Fall der Winddruck gemäß EC-Lastmodell a, ist der horizontalen Achse zu entnehmen. Ein Lastfaktor λ von 1,50 widerspiegelt dabei den Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen γ_{Q} , wodurch diese Belastungskonfiguration der Bemessungssituation entspricht. Auf der Vertikalachse werden die Nachweis-Ausnutzungsgrade der vier Systembauteile dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass die Ausnutzung der beiden Dachträger sowie der windzugewandten linken Stütze zu Beginn der Aufbringung der Leitweinwirkung sinkt. Die Windlast wirkt somit anfangs entlastend für drei der vier Bauteile. Dies liegt daran, dass der Auswirkungseffekt des Winds (Wa) von denjenigen der beiden konstant bleibenden Gravitationslasten (G+S) abweicht, was sich sehr gut anhand der Änderung im Biegemomentverlauf nachvollziehen lässt. Der Effekt der Windlast auf die rechte Stütze ist eigentlich verhältnismäßig gering. Es resultiert jedoch, wie bei den Gravitationslasten, negative Biegung, wodurch dieses Bauteil in der Bemessung maßgebend erscheint. Am ausgeprägtesten fällt der Wind-Lasteffekt für die linke Stütze aus. Die positive Biegung infolge Wind muss jedoch zuerst die negative Biegewirkung der Gravitationslasten ausgleichen. Folglich scheint die linke Stütze in der Bemessung als nebensächlich für die Tragsicherheit. Steigert man die Windlast jedoch weiter, würde schließlich dennoch zuerst dieses Bauteil versagen. Natürlich sind Lastfaktoren über 3,0 auch für den Versagensfall eher unrealistisch. Dennoch zeigt diese Betrachtung eindrücklich auf, inwiefern Tragwerke unmittelbar um den Bemessungspunkt herum ein nichtlineares Verhalten aufweisen können.



Bild 85. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Detaillierte Auswertung Belastungsszenario 3a

Eine Auswertung sämtlicher Bemessungs-Lastkombinationen ist in Bild 86 und Bild 87 dargestellt. Es gilt zu erwähnen, dass es sich beim untersuchten Tragwerk um ein System handelt, bei welchem die Tragsicherheit von der Biegebeanspruchung bestimmt wird. Die wirkenden Normalkräfte sind im Allgemeinen sehr gering, weshalb die Effekte 2. Ordnung äußerst klein ausfallen.



Bild 86. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Auswertung Belastungsszenarien 1 und 2



Bild 87. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Auswertung Belastungsszenarien 3 und 4

9.2.4 Auswertung für Winddruckbeiwerte aus Windkanalversuch

9.2.4.1 Windkanaldaten

Wie in 9.1.2 geschildert, entsprechen die normativen Windlastansätze einer, hinsichtlich der Zuverlässigkeit von Stahlhallen, wesentlichen Modellvereinfachung. Die Auswirkungen auf das Tragverhalten soll deshalb im Folgenden beleuchtet werden. Hierzu wurden von der RWTH Aachen im Windkanal gemessene Außendruckbeiwerte bereitgestellt, welche aus einer umfangreichen Versuchsreihe stammen [Kem2011]. Der entsprechende Modellkörper inklusive Messstellenraster und Anströmrichtung ist in Bild 88 dargestellt.



Bild 88. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Messtellennetz des Modellkörpers mit Windanströmrichtung von $\varphi = 90$ (links), Position der Messstellen im Modellquerschnitt (rechts)

Die nachfolgende Untersuchung fokussiert sich auf die Auswertung einer einzelnen Zeitreihe, welche umgerechnet auf den realen Zeitmaßstab einem zehnminütigen Windereignis entsprechen. Während die Anströmrichtung senkrecht zur Längsachse ($\varphi = 90^{\circ}$) für einen innenliegenden Rahmen sicherlich als maßgebend erachtet werden kann, müsste für eine vollständige zuverlässigkeitsbasierte Bewertung der EC-Windlastmodelle (für jede Windrichtung jeweils) eine Vielzahl solcher Windereignisse evaluiert werden. Dennoch kann diese einzelne Zeitreihe für eine Abschätzung der nichtlinearen Effekte bereits als repräsentativ erachtet werden.

Zuverlässigkeit von Stahlbauten in Deutschland

Das zu untersuchende Rahmentragwerk wird, entsprechend der Anzahl der Messstellen im Modellquerschnitt, in sechzehn Druckzonen unterteilt. Bild 89 zeigt die dazugehörigen zeitlichen Verläufe der Außendruckbeiwerte im Vergleich mit den gemäß EC1 festgelegten Werten. Dabei sind die gemessenen Beiwerte jeweils über drei Achsen (c, e und g) gemittelt, da sich für typische Rahmenabstände mehrere solcher Messebenen im Einflussbereich eines Rahmens befinden.

Betrachtet man die Druckverläufe der windzugewandten linken Stütze lässt sich feststellen, dass auch höhere Druckbeiwerte gemessen wurden, als in der Norm vorgegeben. Große Abweichungen treten beim linken Teil des Dachs auf. Die tatsächliche Sogwirkung wird hier enorm unterschätzt, insbesondere in Zone 6 (Z6), wo im Windkanal bis zu dreimal stärkere Sogbeiwerte aufgetreten sind. Gleichzeitig lassen sich die leicht positiven Druckbeiwerte, welche gemäß EC1 ebenfalls berücksichtigt werden sollen, für Zone 5 und 6 (Z5, Z6) nicht bestätigen. Bei der rechten Dachhälfte sowie der windabgewandten Stütze, passen die Normbeiwerte gut mit den Versuchsdaten überein.

9.2.4.2 Biegebeanspruchung infolge Windeinwirkung

Alternativ kann ein Vergleich auch anhand der resultierenden Biegebeanspruchung gezogen werden. Bild 90 stellt vier spezifische Wind-Belastungszustände und die dazugehörigen Verläufe des Biegemoments dar. Die vier dargestellten Winddruckverteilungen entsprechen dabei den Zeitpunkten, bei welchen die gemessenen Außendruckbeiwerte am besten (Minimum der integrierten Abweichungsquadrate) mit denjenigen der vier nach EC1 zu berücksichtigenden Windlastmodelle übereinstimmen. Vergleicht man die Biegebeanspruchung mit Bild 84, fällt auf, dass insbesondere beim windabgewandten rechten Rahmeneck ein wesentlich tieferes Biegemoment resultiert.



Bild 89. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Außendruckbeiwerte Windkanalversuch RWTH



Bild 90. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Biegebeanspruchung bei ausgewählten Außendruckverteilungen aus Windkanalversuch

Wie erwähnt, stellen die vier in Bild 90 abgebildeten Belastungszustände Druckverteilungen dar, die bestmöglich die EC1-Windlastmodelle repräsentieren. Es wurden jedoch auch stark abweichende Druckverteilungen im Windkanal gemessen. Dabei gilt es insbesondere Zustände zu erwähnen, bei denen die horizontale Einwirkung auf die Stützen äußerst tief ausfällt, gleichzeitig aber auf dem Dach ein verhältnismäßig starker Sog herrscht. In dieser konkreten Belastungssituation resultiert ein Momentenbild, welches gewissermaßen denjenigen der Gravitationslasten (G+S), jedoch mit umgekehrten Vorzeichen, entspricht.

9.2.4.3 Belastungsszenarien mit Leiteinwirkung Wind

Die Nachweis-Ausnutzungsgrade, welche man bei Berücksichtigung der im Windkanal gemessenen Außendruckbeiwerte erhält, sind in Bild 91 für Lastkombination 2 und Bild 92 für Lastkombination 3 dargestellt. Wie bereits in 0 festgestellt, ist die alleinige Betrachtung des Bemessungslastzustands jedoch nicht besonders aussagekräftig, weshalb die Ausnutzungen der vier Systembauteile auch in Funktion des (Wind-)Lastfaktors λ abgebildet sind. Dabei wird der Verlauf während der Steigerung der Windlast für sämtliche der knapp 15 000 gemessenen Außendruckverteilungen gezeigt, wobei der maßgebende Laststeigerungspfad jeweils gekennzeichnet ist.



Bild 91. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Auswertung Belastungsszenario 2 mit Außendruckbeiwerten aus Windkanalversuch



Bild 92. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Auswertung Belastungsszenario 3 mit Außendruckbeiwerten aus Windkanalversuch

Man erkennt für beide Belastungsszenarien, dass der Lasteffekt des jeweils kritischen EC1-Windlastmodell generell stärker ausfällt als derjenige, der aus den im Windkanal gemessenen Beiwerten resultiert. Während beim Stabilitätsnachweis der linken Stütze der maßgebende Windkanal-Laststeigerungspfad noch gut mit dem Normlastmodell übereinstimmt, sind die Unterschiede bei den restlichen drei Bauteilen deutlich. Auffällig bei den beiden Dachträgern ist, dass vorübergehend eine beinahe komplette Entlastung stattfindet. Weil die Verläufe des Biegemoments in ihrer Form viel eher mit den Gravitationslasten übereinstimmen (mit umgekehrtem Vorzeichen), als dass es die Norm vorgibt, wird zwischenzeitlich ein Zustand erreicht, bei dem sich die Biegebeanspruchung entlang einer gesamten Dachhälfte annähernd aufhebt. Bei der windabgewandten rechten Stütze überschätzen die EC1-Lastmodelle b und d den Windlasteffekt enorm. Dies liegt daran, dass sich bei diesem Bauteil, bei Berücksichtigung der gemessenen Druckbeiwerte, wesentlich weniger ausgeprägte (negative) oder sogar positive Biegemomente einstellen, was auch schon in 9.2.4.2 erfasst wurde.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Windlastmodelle, zumindest für diese spezifische Bauwerksform, eine bedeutende Unsicherheitsquelle darstellen. Insbesondere der Lasteffekt für die gemäß EC-Bemessung maßgebende rechte Stütze, ist in der Realität wesentlich tiefer zu erwarten. Verlängert man gedanklich die Laststeigerungspfade, so würde tatsächlich zuerst die linke anstelle der rechten Stütze und zwar bei Lastkombination 2 statt 3 versagen.

9.2.4.4 Auswertung weiterer Zeitreihen

Insgesamt wurden jeweils 15 Windereignisse für 5 Windanströmrichtungen ($\varphi = 90^{\circ}$, 112,5°, 135°. 157,5° und 180°) evaluiert. Die jeweils maßgebenden Laststeigerungspfade der einzelnen Zeitreihen sind in Bild 93 und Bild 94 ersichtlich. Wie erwartet, scheint eine senkrechte Anströmung tendenziell am ungünstigsten. Basierend auf den maßgebenden Druckverteilungen von jeweils 15 Zeitreihen pro Anströmrichtung, lässt sich auch die Streuung der Lasteffekts abschätzen.



Bild 93. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Auswertung der maßgebenden Laststeigerungspfade von jeweils 15 Zeitreihen für 5 Windanströmrichtungen (Belastungsszenario 2)



Bild 94. Nichtlinearitäten Rahmentragwerk – Auswertung der maßgebenden Laststeigerungspfade von jeweils 15 Zeitreihen für 5 Windanströmrichtungen (Belastungsszenario 3)
9.3 Modellunsicherheiten

9.3.1 Berücksichtigung in probabilistischen Untersuchungen

Der aktuell wohl ausführlichste Standard für die probabilistische Nachweisführung von Tragwerken bietet der «Probabilistic Model Code» des «Joint Committee on Structural Safety» [JCSS2001]. Dieser ist relativ umfassend, was die Lasttypen und Bauweisen betrifft. Die Modellierung von Unsicherheiten in den mechanischen und lastbezogenen Modellen wird zwar umschrieben, das Konzept zur Berücksichtigung solcher Modellabweichungen ist schlussendlich wohl aber leider noch zu wenig ausgefeilt für die Praxisanwendung. In den Rechenbeispielen aus Teil IV werden Modellunsicherheiten miteinbezogen, jedoch für eher simple, lineare Grenzzustände, bei denen Widerstand und Auswirkungen der Einwirkungen komplett getrennt sind. Bild 95 zeigt ein solches Beispiel, bei welchem der Querschnittsnachweis eines Biegeträgers betrachtet wird. Wie in 9.1.2 erwähnt, wird auch hier nicht explizit zwischen Last- und Lasteffektmodellunsicherheit unterschieden, was sicherlich anwendungsgerecht ist. Dabei wäre es aber sinnvoll, diese Unsicherheit nach Lasttyp zu unterteilen, da die entsprechenden Lastmodelle typischerweise eine deutlich unterschiedliche Genauigkeit aufweisen. Nichtsdestotrotz ist das Konzept für dieses einfache Beispiel stimmig. Es bleibt allerdings unklar, wie bei realitätsnäheren Versagensszenarien, also kombinierter Schnittgrößenbeanspruchung und/oder Stabilitätsproblemen, vorgegangen werden soll. Bei einem biegedrillknickgefährdeten Bauteil beispielsweise lässt sich insbesondere der Widerstand, konkret die Abminderungs- sowie Kombinationsfaktoren, nicht vollständig von den Einwirkungen trennen. Auch ist unklar, an welchen Stellen der Grenzzustandsfunktion die Modellunsicherheiten angesetzt werden sollen. So ist nicht eindeutig geregelt, ob die Berücksichtigung der Unsicherheit auf der Einwirkungsseite durch Anpassung der Lasten oder der Schnittgrößen erfolgen soll.



Bild 95. Berücksichtigung von Modellunsicherheiten in Grenzzustandsfunktionen – Beispiel Querschnittsnachweis eines Biegeträgers aus Probabilistic Model Code [JCSS2001] (links), unklares Vorgehen für Rahmenstütze mit Biegedrillknickgefährdung (rechts)

9.3.1.1 Lastmodell

Die Konsequenzen der vereinfachten Windlastansätze werden qualitativ in 9.2.4 anhand eines beispielhaften Rahmentragwerks aufgezeigt. Für eine gewissenhafte statistische Quantifizierung der entsprechenden Modellunsicherheit müssen jedoch eine Vielzahl von Windereignissen sowie verschiedene Bauwerksformen ausgewertet werden. Eine solche Untersuchung würde über den Rahmen dieses Forschungsprojekts hinausgehen. Im Folgenden wird dennoch ein Konzept zur Charakterisierung der Unsicherheit, anhand der in 9.2.4.3 durchgeführten Laststeigerungen, empfohlen.

Es wird vorgeschlagen, die Lastmodellunsicherheit bereits bei den Einwirkungen und nicht erst bei den Schnittgrößen zu berücksichtigen. Die Bestimmung soll anhand von Lastfaktoren λ durchgeführt werden und auf den Versagenszustand kalibriert werden. Konkret bedeutet dies, dass man jeweils

die minimalen Lastfaktoren ermittelt, bei dem ein Versagen eintritt. Die Werte für die in 9.2.4.3 vorgestellten Laststeigerungen sind in Bild 96 und Bild 97 dargestellt. Schließlich kann man den Modellwert ins Verhältnis zu denjenigem setzen, welcher aus Experimenten folgt. Dadurch erhält man eine Art Korrekturfaktor, welcher der Modellabweichung θ entspricht. Korrigiert man das Lastmodell durch diesen Faktor, würde ein Versagen bei derselben Bezugslast eintreten, wie wenn man die realen Lastanordnungen berücksichtigen würde. Der Kehrwert der Modellabweichung wiederum, kann gewissermaßen als vorhandener Sicherheitsfaktor interpretiert werden. Die für das Anschauungsbeispiel resultierenden Werte sind in Tabelle 44 beziehungsweise Tabelle 45 ersichtlich.



Bild 96. Ermittlung minimale Lastfaktoren Belastungsszenario 2



Bild 97. Ermittlung minimale Lastfaktoren Belastungsszenario 3

$\theta_i = \lambda_{mod} / \lambda_{exp}$	Stütze links	Stütze links Dach links		Stütze rechts	
Belastungsszenario 2	2,73/3,36 = 0,813	3,34/5,35 = 0,624	3,17/5,59 = 0,567	1,97/6,87 = 0,287	
Belastungsszenario 3	3,05/3,76 = 0,811	3,24/6,16 = 0,526	3,11/6,44 = 0,483	1,42/4,90 = 0,290	

Tabelle 44. Berechnung Modellabweichung Windlastmodell

Tabelle 45.	Berechnung Sicherheitsfaktoren	Windlastmodell
	Bereening elementeraliterent	

$SF_i = \theta_i^{-1}$	Stütze links	Dach links	Dach rechts	Stütze rechts
Belastungsszenario 2	$0,813^{-1} = 1,23$	$0,624^{-1} = 1,60$	$0,567^{-1} = 1,76$	$0,287^{-1} = 3,49$
Belastungsszenario 3	$0,811^{-1} = 1,23$	$0,526^{-1} = 1,90$	$0,483^{-1} = 2,07$	$0,290^{-1} = 3,45$

Schließlich können eine Vielzahl solcher repräsentativer, typischerweise 10-minütiger Windereignisse evaluiert werden, wodurch man eine Verteilung von Modelabweichungen erhält. Bild 98 und Bild 99 zeigen dies für die in 9.2.4.4 vorgestellten Zeitreihen. Mittels einer statistischen Evaluation könnte letztlich die Modellunsicherheit quantifiziert werden. Es ist jedoch damit zu rechnen, dass man eine starke Kategorisierung nach Gebäudeform und Bauteil vornehmen müsste. Von einer Quantifizierung der Modellunsicherheit im Rahmen dieses Forschungsprojekts wird abgesehen.



Bild 98. Auswertung der Modellabweichungen von jeweils 15 Zeitreihen für 5 Windanströmrichtungen (Belastungsszenario 2)



Bild 99. Auswertung der Modellabweichungen von jeweils 15 Zeitreihen für 5 Windanströmrichtungen (Belastungsszenario 3)

9.3.1.2 Lasteffektmodell

Wie in 9.1.2 erwähnt, kann die Unsicherheit des Lasteffektmodells bei den meisten Stahlbauten, aufgrund der sehr guten Nachvollziehbarkeit des Kraftflusses, als sekundär erachtet werden. Eine Ausnahme können beispielsweise Fachwerkkonstruktionen, bei welchen die Idealisierung der Anschlüsse zu Gelenken stark ausfällt, oder aber statisch hochgradig unbestimmte Systeme darstellen. Im Rahmen dieses Projekts wird darauf verzichtet eine diesbezügliche Untersuchung durchzuführen. Die statistische Beschreibung der Unsicherheit könnte, analog zum Vorgehen beim Lastmodell, anhand von Laststeigerungsfaktoren und Kalibrieren auf den Versagenszustand erfolgen.

9.3.1.3 Widerstandsmodell

Konkrete statistische Werte zur Modellunsicherheit der EC-Widerstandsfunktionen trägt derzeit das «Joint Research Centre» der Europäischen Kommission in ihrem Hintergrundbericht zu den Eurocodes zusammen [CEN2021]. Die stahlbaubezogenen Kennwerte sind in Tabelle 46 aufgelistet. Diese sind, zumindest zum jetzigen Zeitpunkt, aber eher auf Basis von Expertenschätzung quantifiziert worden. Insbesondere bei Stabilitätsproblemen ist davon auszugehen, dass die auftretende Unsicherheit stark schlankheitsabhängig ist.

Widerstandsfunktion EN 1993	Mittelwert µ ₀	Variations- koeffizient V $_{\theta}$							
Querschnittswiderstände (QS-Klassen 1-3)									
Biegemoment	1,225	7,5%							
Querkraft	1,40	10,0%							
Normalkraft	1,00	0%							
Torsion	1,40	10,0%							
Bauteilwiderstände									
Biegeknicken (Normalkraft)	1,15	5,0%							
Biegedrillknicken bzw. «Kippen» (Biegemoment)	1,20	7,5%							

Tabelle 46. Modellunsicherheit der Eurocode 3 Widerstandsfunktionen [CEN2021]



Modellwiderstand r_{mod}

Bild 100. Prinzip der Modellunsicherheit (links), zweistufige Bestimmung (rechts)

Die ETH Zürich führt aktuell Untersuchungen zur Modellunsicherheit des Biegedrillknicknachweises am Einzelstab durch. Dabei steht momentan noch das allgemeine Konzept zur Quantifizierung und Mitberücksichtigung der Modellunsicherheiten im Vordergrund. Das vorgeschlagene Prozedere zur Berechnung der Unsicherheit von Widerstandsmodellen kann Bild 100 entnommen werden. Dieses sieht eine zweistufige Bestimmung der statistischen Kennwerte vor. Die Auswertung soll hauptsächlich anhand des Vergleichs mit FE-Software geschehen, da diese das Tragverhalten von Stahl-Bauteilen ausgezeichnet abbilden kann. Gleichzeitig ermöglicht diese Rechenmethode auch, eine statistisch ausreichende Anzahl Stichproben zu evaluieren. Die verbleibende, wesentlich kleinere Abweichung zwischen Simulation und Realität soll durch Erfahrungswerte aus Versuchen beschrieben werden. Schließlich können die beiden Bestandteile stochastisch addiert werden. Im Rahmen dieser Untersuchung könnte auch eine Einschätzung gemacht werden, inwiefern ein zusätzlicher Sicherheitsfaktor bei der Bemessung direkt mittels FE-Modellierung sinnvoll wäre. Dies ergibt sich insbesondere daraus, dass die Norm-Widerstandsmodelle im Mittel Reserven aufweisen, welche bei einer FE-Modellierung nicht miteinbezogen werden.

Im Zuge dieser Untersuchung des Biegedrillknicknachweises wurden bereits eine Vielzahl von numerischen Berechnungen durchgeführt. Es konnten erste Tendenzen bezüglich der Schlankheitsabhängigkeit identifiziert werden. Eine dementsprechend verfeinerte Einschätzung der Modellunsicherheiten ist in Tabelle 47 ersichtlich. Intuitiv müssten die Kennwerte bei einer sehr tiefen Schlankheit mit denjenigen des Querschnittswiderstands übereinstimmen. Betrachtet man allerdings Tabelle 46, erkennt man gegenteiliges. Dies liegt daran, dass man bei den Querschnittswiderständen typischerweise starke Verformungen zulässt, bei den Bauteilwiderständen jedoch nicht. Somit weichen die Werte voneinander ab, weil das Versagen nach anderen Kriterien definiert ist.

Widerstandsfunktion EN 1993	Mittelwert µ₀	Variations- koeffizient V₀
Bauteilwiderstände		
Biegeknicken (Normalkraft)		
$\lambda = 0,20$	1,00	0,0%
$- \lambda = 1,00$	1,15	6,0%
- $\lambda = 1,50$	1,15	4,0%
Biegedrillknicken bzw. «Kippen» (Biegemoment)		
$-\lambda = 0,20$	1,00	0,0%
$- \lambda = 1,00$	1,10	5,0%
- $\lambda = 1,50$	1,20	7,5%

 Tabelle 47.
 Verfeinerter Vorschlag zu den Modellunsicherheiten der Eurocode 3 Widerstandsfunktionen

9.4 Fazit nichtlineare Einflüsse

Im Zuge der Untersuchung eines beispielhaften Hallenrahmens hat sich bestätigt, dass die verschiedenen Einwirkungstypen (Ständige Lasten, Schnee, Wind) unter Umständen eine deutlich unterschiedliche Form der Tragwerksbeanspruchung verursachen können. Dies zeigte sich insbesondere beim Wind, aus welchem in den untersuchten Hallenrahmen häufig eine den übrigen Einwirkungen entgegenwirkende Biegebeanspruchung resultierte. Insofern ist es für Zuverlässigkeitsanalysen ratsam, wenn immer möglich konkrete Systeme, Beanspruchungsformen und Versagensszenarien (Grenzzustände) zu betrachten. Des Weiteren hat sich herausgestellt, dass Systemeffekte 2. Ordnung für die untersuchten Strukturen eine eher untergeordnete Rolle spielen, im Allgemeinen durch die Nachweismethoden der Eurocodes korrekt und ausreichend konservativ berücksichtigt werden und für Flächenuntersuchungen zur Zuverlässigkeit von Stahlstrukturen vernachlässigt werden können. Die vertiefte Analyse des Windlastmodells hat, zumindest für das untersuchte Hallensystem, aufgezeigt, dass signifikante versteckte Sicherheitsreserven in der durch die Tragwerksnorm festgelegten Druckverteilungen bestehen können. Dies ist insbesondere hinsichtlich aktueller Überlegungen, den Lastbeiwert windspezifisch zu erhöhen, interessant. Es darf angezweifelt werden, ob dies wirklich angebracht wäre, da sich für das untersuchte Hallenbeispiel gezeigt hat, dass der Effekt des Winds durch das konservative Lastmodell bereits deutlich überschätzt wird.

Als abschließendes Fazit der Untersuchungen zum Einfluss struktureller Nichtlinearitäten lässt sich feststellen, dass diese in den üblichen Tragstrukturen des Stahlhochbaus durch die in den Eurocodes vorgesehenen Berechnungs- und Nachweismethoden ausreichend konservativ berücksichtigt werden. Sie beeinflussen die Zuverlässigkeitsbetrachtungen entweder in einem vernachlässigbaren Maße oder tragen sogar – aufgrund versteckter Reserven – zur Erhöhung der Zuverlässigkeit bei. Flächenuntersuchungen zur Zuverlässigkeit von Stahlbauten, die auf FORM-Methode und lineare Systemberechnungen basieren und damit auf eine explizite Berücksichtigung der Einflüsse der Nichtlinearität in unterschiedlichen Systemen verzichten müssen, erweisen sich damit dennoch als aussagekräftig und ermöglichen es, korrekte Schlüsse hinsichtlich des allgemeinen Zuverlässig-keitsniveaus zu ziehen.

10. Untersuchung des Sicherheitszustands von Stahlbauten auf dem Gebiet Deutschlands (Flächenuntersuchungen)

10.1 Allgemeines und Verfahren

Wichtiges Element dieses Projekts ist die Bewertung der durchschnittlichen Sicherheit von Stahlhochbauten in Deutschland, und zwar aus globaler Perspektive. Da dieses Projekt die Auswirkungen der aktuellen Normungsentwicklungen untersucht, sind hierfür auch die aktuellen bzw. zukünftigen Normungsregeln sowie aktuelle Materialverteilungen zu verwenden. Deswegen wurde eine sehr umfangreiche Rechenroutine entwickelt. Die in den vorherigen Abschnitten untersuchten und ermittelten Parameter wurden darin als Eingangswerte angesetzt. Die Rechenroutine ist in der Programmierumgebung c# programmiert. Sie greift die Eingangswerte auf, variiert diese nach vorgebenden Mustern, führt die Untersuchungen an den beschriebenen Systemen mit der FORM-Berechnungsmethode durch, filtert und wichtet die Ergebnisse. Die Einzelheiten werden in den folgenden Abschnitten des Kapitels 10 noch genauer beschrieben. Das Schema der Rechenroutine ist in Bild 101 gegeben. Die Eingangsparameter werden in dem folgenden Abschnitt noch einmal kurz dargelegt. Detaillierte Informationen finden sich in den jeweiligen Abschnitten im vorherigen Teil des Berichts.



Bild 101. Schematische Darstellung der Rechenroutine zur Erhebung des Sicherheitszustands deutscher Stahlbauten (PSF: Partial Safety Factor)

10.2 Grenzzustandsfunktion

10.2.1 Allgemeines

Die Grenzzustandsfunktion wird wie folgt gewählt. Der Exponent * bezeichnet den Parameter inklusive aller Streuungen sowie Modellunsicherheiten:

$$g(x) = z \cdot R - (G_{Rahmen} + G_{Aufbau}) - Q$$
(23)

Mit:	
R	Widerstand inkl. Modellunsicherheiten
G _{Rahmen} ; G _{Aufbau}	Ständige Last (Rahmen bzw. Aufbau), es wird keine
,	Modellunsicherheit angesetzt
Q	Nutzlast inkl. Modellunsicherheiten

Für die Berechnung des Widerstandwerts z werden die charakteristischen Werte ("k") mit den Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert. Es werden die charakteristischen Werte gemäß Eurocode angesetzt. Die Funktion ergibt sich zu:

$$z = \frac{\gamma_G \cdot (G_{Rahmen,k} + G_{Aufbau,k}) + \gamma_Q \cdot Q_k}{R_k / \gamma_R}$$
(24)

Eine Kombination verschiedener variabler Lasten wird (wie auch in [CEN2022]) nicht betrachtet.

10.3 Streuung der Eingangsparameter und Modellunsicherheit

Die Streuungen werden durch passende Modelle aus eigenen Erhebungen, Recherche oder der Literatur abgedeckt und sind in den vorherigen Abschnitten (Kapitel 7-9) detailliert beschrieben.

Für das Eigengewicht werden Modelle für den Stahlrahmen, sowie für die Ausbaulast mit und ohne Betonplatte angesetzt.

Die Einwirkungen aus Wind werden den Messdaten der Wetterstationen des Deutschen Wetterdienstes entnommen. Diese Daten werden regelmäßig vom Deutschen Wetterdienst kontrolliert, sodass fehlerhafte Messdaten ausgeschlossen werden können. Die Höhe der Messinstrumente liegt auf der normativ vorgegebenen Höhe von 10m und die Geländeprofile können bei den Stationen zu Binnenland angenommen werden, sodass die Windgeschwindigkeiten nicht korrigiert werden müssen. In den Berechnungen wird angenommen, dass die untersuchten Gebäude am Standort der Wetterstation liegen. Die Höhenkorrektur auf die jeweiligen Gebäudeoberkante erfolgt am Windprofil Binnenland. Die Streuung des Lastansatzes (Druckbeiwerte), aufgrund des allgemeinen und vereinfachten Ansatzes in der Norm, werden durch ein passendes Modell abgedeckt, unter Verwendung der Erkenntnisse aus Windkanaluntersuchungen, Kap. 9.2.4.

Die Streuung und Unsicherheiten der Schneelasten können ähnlich gewertet werden, wie die der Windlasten. Die Daten unterliegen der Qualitätskontrolle des Deutschen Wetterdiensts, der Standort der Erhebung entspricht dem Standort der untersuchten Gebäude. Die Variabilität des Lastansatzes (Formbeiwert) wird durch ein passendes Modell abgedeckt.

Für die Nutzlasten wird ein allgemeines Modell für Industrieflächen und ein zugehöriges Modell der Modellunsicherheit angesetzt.

Auf der Widerstandsseite ergeben sich die maßgebenden Streuungen durch das Material und die Geometrie der Profile. Für beides gibt es statistische Daten im FprEN1993-1-1, Anhang E [FprEN1993], die durch eine hohe Anzahl an Untersuchungen bestätigt sind. Diese statistischen Daten werden für die Berechnung übernommen. Eine Streuung der Schnittgrößen an den untersuchten Systemen ist aufgrund der Unabhängigkeit von Steifigkeit *EI* nicht vorhanden.

10.4 Eingangsparameter

10.4.1 Systeme

Für die Betrachtung des gesamtheitlichen Sicherheitszustandes für Deutschland wurden vier maßgebende Systeme bestimmt, welche in den Abmessungen Höhe und Breite variieren. Insgesamt ergeben sich 66 verschiedene Tragwerke, die untersucht werden. Die Tragwerke sind in Abschnitt 6.1 beschrieben. Auf diese Tragwerke werden in der Rechenroutine Einwirkungen aufgebracht, welche detailliert in Abschnitt 5.1 und in kurz nochmal im Folgenden dargelegt sind. Wie diese Belastungen auf die Tragwerke angreifen und in welcher Kombination, ist in Abschnitt 6.2 und Abschnitt 6.4 gegeben.

10.4.2 Einwirkung

Die Belastungen auf die Tragwerke beruhen auf dem Eigengewicht zusammen mit den klimatischen Lasten aus Wind oder Schnee oder der Nutzlast. Für diese Belastungstypen sind allgemeine und detaillierte Lastmodelle beschrieben, welche in der Rechenroutine eingesetzt werden. Für das Eigengewicht und für die Nutzlast werden allgemeine Modelle verwendet (siehe Abschnitt 5.1.2 und Abschnitt 5.1.4). Für die klimatischen Lasten wurden die statistischen Parameter anhand der langjährigen Wetteraufzeichnungen vom Deutschen Wetterdienst gewonnen (siehe Abschnitt 5.1.3). Die jeweiligen Modellunsicherheiten ($V_{unc} = 0,1$ für Wind, $V_{unc} = 0,2$ für Schnee und $V_{unc} = 0,1$ für Nutzlast) bei den Nutzlasten sind auf der sicheren Seite mit der Summe der quadrierten Variationskoeffizienten abgedeckt und mit V* dargestellt ($V^* = \sqrt{V^2 + V_{unc}^2}$). Die Lastmodelle sind in den folgenden Tabellen nochmals aufgelistet. Es wird der charakteristische Wert nach Eurocode angegeben (" k^* oder " $k, EC1^*$), aber auch der berechnete Wert (" $k, meas^*$), der sich für die variablen Lasten als das 98%-Quantil der Jahresextremwerte ergibt.

Eigengewicht	$\mu [\mathrm{kN}/\mathrm{m}^2]$	V [-]	Verteilung	E_k [kN/m ²]
Stahlrahmen	0,5 [kN/m]	0,025	Normal	0,5 [kN/m]
Ausbaulast	1,0	0,1	Normal	1,0
Ausbaulast mit Betonplatte	0,2 · 25,0 +1,0 = 6,0	0,06	Normal	6,0

Tabelle 48.Lastmodell Eigengewicht

	Luou										
Wind		μ_{1a}	V_{1a}	μ_{50a}	V _{50a}	V_{50a}	Verteilung	$v_{k,EC1}$	$v_{k,meas}$		
wind		[m/s]	[-]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m/s]	[m/s]		
DUS		16,57	0,14	23,73	0,10	0,14	Gumbel	22,50	22,65		
HAN		16,09	0,15	23,63	0,10	0,14	Gumbel	25,00	22,50		
NUR		14,87	0,17	22,41	0,11	0,15	Gumbel	22,50	21,28		
KOL		13,71	0,14	19,90	0,10	0,14	Gumbel	22,50	18,97		
MUN		16,10	0,15	24,93	0,12	0,15	Gumbel	25,00	23,60		
HAM		16,10	0,17	23,41	0,10	0,14	Gumbel	22,50	22,31		
BRE		18,46	0,15	27,46	0,11	0,15	Gumbel	27,50	26,10		
BTE		15,45	0,18	20,95	0,09	0,13	Gumbel	25,00	20,12		
BBR		17,48	0,15	24,77	0,10	0,14	Gumbel	25,00	23,68		
BER*		16,45	0,16	22,72	0,09	0,13	Gumbel	25,00	21,77		
DER		16,61	0,12	24,59	0,11	0,15	Gumbel	25,00	23,39		
LEI		19,65	0,14	29,65	0,11	0,15	Gumbel	25,00	28,15		
ERF		18,05	0,12	25,68	0,10	0,14	Gumbel	22,50	24,53		
SAA		14,91	0,16	21,53	0,10	0,14	Gumbel	22,50	20,53		
FIC**		10,59	0,17	14,83	0,09	0,14	Gumbel	22,50	14,19		
SCH**		20,26	0,14	27,77	0,09	0,13	Gumbel	22,50	26,64		
FRA		15,78	0,15	23,05	0,10	0,14	Gumbel	22,50	21,96		
STU		15,20	0,16	22,48	0,11	0,15	Gumbel	22,50	21,39		
MUN		18,19	0,16	27,21	0,11	0,15	Gumbel	25,00	25,86		
*		aura Cta	un al a ut D								

Tabelle 49. Lastmodelle Wind (10min) für 3 ausgewählte Stationen in Deutschland

* zusammengefasst aus Standort BTE und BBR

** Werte für FIC und SCH sind wg. Exposition nur bedingt nutzbar (in Wichtung quasi 0 aufgrund geringer Einwohnerzahl)

Zuverlässigkeit von Stahlbauten in Deutschland

Sahnaa	μ_{1a}	V_{1a}	μ_{50a}	V_{50a}	V_{50a}	Verteilung	$S_{k,EC1}$	S _{k,meas}
Schnee	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[-]	[-]	[-]	[kN/m²]	[kN/m²]
DUS	0,17	0,75	0,56	0,23	0,30	Gumbel	0,65	0,50
HAN	0,25	0,85	0,90	0,24	0,31	Gumbel	0,85	0,81
NUR	0,22	0,65	0,65	0,22	0,30	Gumbel	0,65	0,59
KOL	0,17	0,77	0,59	0,23	0,31	Gumbel	0,65	0,53
MUN	0,19	0,95	0,74	0,24	0,32	Gumbel	0,65	0,66
НАМ	0,27	1,03	1,12	0,25	0,32	Gumbel	0,85	1,00
BRE	0,23	0,87	0,83	0,24	0,31	Gumbel	0,85	0,74
BTE	0,27	0,68	0,84	0,22	0,30	Gumbel	0,85	0,76
BBR	0,25	0,88	0,91	0,24	0,31	Gumbel	0,85	0,81
BER	0,26	0,77	0,87	0,23	0,30	Gumbel	1,85	0,78
DER	0,31	0,65	0,93	0,22	0,30	Gumbel	0,85	0,84
LEI	0,26	0,78	0,87	0,23	0,31	Gumbel	0,85	0,78
ERF	0,31	0,89	1,15	0,24	0,31	Gumbel	0,85	1,02
SAA	0,26	0,58	0,71	0,21	0,29	Gumbel	0,85	0,64
FIC**	1,39	0,61	3,98	0,21	0,29	Gumbel	3,49	3,59
SCH**	2,42	0,52	6,26	0,20	0,28	Gumbel	6,15	5,69
FRA***	0,17	0,77	0,59	0,23	0,31	Gumbel	0,65	0,53
STU***	0,22	0,59	0,61	0,21	0,29	Gumbel	0,85	0,55
MUN***	0,20	0,60	0,55	0,21	0,23	Gumbel	1,08	0,50
* zusammengefass ** Werte für FIC un	t aus Stand d SCH sind	dort BTE d wg. Ex	E und BBR (position nur l	bedingt nutzb	ar (in Wi	ichtung quasi () aufgrund ge	ringer Ein-

Tabelle 50. Lastmodelle Schnee für 3 ausgewählte Stationen in Deutschland

wohnerzahl) ***Werte für diese Standorte wurden von naheliegenden, vergleichbaren Stationen übernommen

Nutzlast	μ_{1a}	V_{1a}	μ_{50a}	<i>V</i> _{50<i>a</i>}	<i>V</i> _{50<i>a</i>}	Vertei- Iung	$v_{k,EC1}$	$v_{k,meas}$
	[kN/m²]	[-]	[kN/m²]	[-]	[-]	[-]	[kN/m²]	[kN/m²]
Industrie	4,32	0,28	6,44	0,15	0,18	Gumbel	6,00	6,00

Dass der Mittelwert für den Bezugsraum 50 Jahre (bei variablen Lasten) teils über dem charakteristischen Wert liegt, ist je nach Werten typisch und beruht auf dem 98%-Quantil der Jahresextremwerte, welches dem Modalwert der Gumbel-Verteilung für 50 Jahre entspricht.

10.4.3 Widerstand

Für den Widerstand, Tabelle 52, wird die Streckgrenze von einem Stahl der Güte S355 gewählt. Die statistischen Daten werden dem Anhang E des FprEN1993-1-1 [FprE3-1-1] entnommen. Der Variationskoeffizient V^* gilt für die Streckgrenze unter Einbezug der Variabilität der Bauteilgeometrie. Der Einfluss zufallsverteilter Profilabmessungen, wie sie in Kapitel 5.2.2 ermittelt wurden, wird damit vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend über eine erhöhte Variation der Streckgrenze implizit mitberücksichtigt, Gl. (25). Als charakteristischer Wert wird in der Grenzzustandsfunktion der Nennwert angesetzt. Für den Schraubenanschluss werden die statistischen Daten gemäß Abschnitt 8.5 verwendet. Eine Betrachtung der Variabilität der geometrischen Größe hat in den beschriebenen Untersuchungen stattgefunden, sodass hier $V = V^*$ gilt.

$$V^* = \sqrt{V_{f_y}^2 + V_{geo}^2} = \sqrt{0.05^2 + 0.025^2} = 0.056$$
⁽²⁵⁾

Die ermittelten Schnittgrößen sind aufgrund der gewählten Systeme unabhängig von der Steifigkeit *EI*, sodass eine Streuung dieser nicht berücksichtigt werden muss.

Auf der Widerstandsseite sind somit alle Variabilitäten der Parameter und die Modellunsicherheit abgedeckt.

Widerstand	Nominal	X _m	V	V^*	Verteilung	X _{5%}	X _{0,12%}
S355_FprEC1993 [N/mm ²]	355,00	$\begin{array}{c} 1,2\cdot R_{eH,min} \\ 426,00 \end{array}$	0,05	0,056	LogN	1,11 · R _{eH,min} 394,05	1,03 · R _{eH,min} 365,65
SchrAnsch [kNm]	235,30	271,12	0,044	0,044	LogN		

Tabelle 52.Widerstandsmodelle

10.4.4 Teilsicherheitsbeiwerte

In den Berechnungen werden die Teilsicherheitsbeiwerte zur Berechnung des *z*-Werts gemäß Norm angesetzt: $\gamma_R = 1,0$; $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_O = 1,5$

10.5 Variation in der Rechenroutine

In der Rechenroutine wird der Sicherheitszustand der Stahlbauten in Deutschland erhoben. Dazu werden die Stahlbauten in Deutschland durch repräsentative Varianten an Systemen, Einwirkungen und Widerständen abgebildet. In der Auswertung werden die Ergebnisse der einzelnen Varianten anhand von Filtern und Wichtungen zusammengefasst, um die Allgemeinheit so weit wie möglich realitätsgetreu abzubilden.

In Tabelle 53 sind die Varianten der Rechenroutine dargestellt. Mittels "Kennung" können die Ergebnisse übersichtlich gefiltert werden. In "Beschreibung" ist eine kurze Beschreibung der Varianten gegeben, die in der Tabelle in der Nachbarspalte durch "Beispiele(n)" ergänzt ist. "Verweis" führt zu dem jeweiligen Abschnitt, in dem diese Varianten beschreiben sind. Die Spalte "Auswertung" stellt dar, mit welchem Filtern die jeweiligen Ergebnisse der Varianten zusammengefasst wurden.

Varianten	Kennung	Beschreibung	Beispiele	Verweis	Auswertung
Schnittgröße	EFFEKT	Maßgebende Schnitt- größen an den Syste- men	N, Vz, My,	-	Minimum
Lastansatz LASTans		Lastansätze der Ein- wirkungen, je Einwir- kungen gibt es teils mehrere Lastansätze (z.B. Wind: Sog & Druck Kombinationen)	E, Wa, Wc, Sb, …	5.1.4 mit 6.2	Minimum
Systemabmessung	SYSabm	Variation der Abmes- sung der einzelnen Systeme	h0_b0, h1_b2 h4_b4, …	6.1	Durchschnitt
Einwirkungskombi- nation	EINW	Kombination der Ein- wirkungen, hier Eigen- gewicht + variable Last	E+0, E+W E+S, E+N, …	6.4	Wichtung (zB. 0,0; 0,7; 0,27; 0,03)
System	SYS	Variation über die 4 vorgestellten Systeme	System1, System2,	6.1	System 1-3: 0,23 System 4: 0,31
Standort	STAN	Standort der klimati- schen Einwirkungen (→ der Wetterstation)	Düsseldorf, Hanno- ver, Nürnberg,	5.1	Durchschnitt, Einwohner
Widerstand	WIDER	Gewählter Widerstand	S355, Schraubenan- schluss,	5.2	

Tabelle 53. Übersicht der Varianten der Rechenroutine

10.6 Auswertung der Einzelergebnisse durch Filterung und Wichtung

10.6.1 Allgemeine Auswertung

Die Auswertung der Einzelergebnisse der Berechnungen erfolgt nach einem Schema, welches in Bild 102 dargestellt ist. Je Ebene erfolgt eine weitere Wichtung bis hin zu einem allgemeinen Sicherheitsindex aller Stahlbauten in Deutschland.

- 1) Ermittlung des minimalen β -Werts über Schnittgrößen und Lastansätze $\rightarrow \beta$ -Werte je Standort, System, Einwirkungskombination und Systemabmessung
- 2) Mittelung über Systemabmessung $\rightarrow \beta$ -Werte je Standort, System und Einwirkungskombination
- 3) Wichtung von Einwirkungskombinationen (siehe Abschnitt 10.6.2) $\rightarrow \beta$ -Werte je Standort und System
- 4) Wichtung der Systeme $\rightarrow \beta$ -Werte je Standort
- 5) Wichtung über Standort (siehe Abschnitt 10.6.4) \rightarrow 1x β -Wert



Bild 102. Filterung und Wichtung der Berechnungsergebnisse

10.6.2 Wichtung der Einwirkungen

Die angesetzten Wichtungen für Schritt 3) der "Allgemeinen Auswertung" (siehe Bild 102) sind in Tabelle 54 dargestellt.

Tabelle 54.Wichtungen der Einwirkungen

	Eigengewicht (E+0)	Eigenge- wicht + Wind (E+W)	Eigengewicht + Schnee (E+S)	Eigengewicht + Nutzlast (E+N)	Bemerkung
Wichtung für System 1-3	0%	70%	27%	3%	
Wichtung für System 4	0%	40%	10%	50%	wie [CEN2022]

10.6.3 Wichtung der Systeme

In Kapitel 5.3.3 wurde die Häufigkeit unterschiedlicher Stahlbautypologien untersucht. Die aufgeschlüsselten Typen können wie folgt zugeordnet werden und ergeben damit auch die anzusetzende Wichtung über die Systeme, siehe Tabelle 55.

Tabelle 55.	Wichtungen der Systeme
-------------	------------------------

	System 1	System 2	System 3	System 4
Zuordnung	Stütz- u. Trägerkonstruktionen (48%) + Hallen (21%) = 69%		en (21%) = 69%	Skelettkonstruktionen (31%)
Wichtung Systeme	23%	23%	23%	31%

10.6.4 Wichtung der Standorte

Die Wichtung über die Standorte erfolgt über den Anteil der Industrie an den jeweiligen zugehörigen Landkreisen. In Abschnitt 5.3.5 konnte gezeigt werden, dass diese eng korreliert mit der Einwohneranzahl je Landkreis.

Für die Standorte der Klimastationen wurden deswegen die gemeldeten Einwohner ermittelt [Wiki2023], siehe Tabelle 56. Die Zahlen sind von 2021 oder 2022. Bei z.B. Köln/Bonn wurden die Einwohnerzahlen beider Städte (also Köln und Bonn) addiert. Für die Standorte Fichtelberg und Schmücke gibt es keine genauen Angaben, die jeweilige Anzahl wurde geschätzt. Für den Standort Schmücke heißt es bei [Wiki2023]: "Die Schmücke ist die höchstgelegene Ansiedlung am Rennsteig im Thüringer Wald, bestehend aus einem Hotel, dem Baudensaal Rucksacktreff und einer Wetterstation.". Dementsprechend kann von einer sehr geringen Einwohnerzahl ausgegangen werden.

Diese Abschätzung ist natürlich nur eine Abschätzung. Die jeweiligen Standorte repräsentieren in den Berechnungen eine zugehörige Gegend, die noch mehr Einwohner aufweisen wird. Es wird davon ausgegangen, dass dieser Zuwachs an Einwohnern bei allen Standorten in etwa gleich ist und somit in einer Wichtung sich wieder relativiert.

Für die Wichtung wurden die Einwohnerzahlen der Standorte der Gesamtsumme gegenübergestellt. Die Gesamtsumme der Standorte deckt mit ca. 14,3 Mio. Einwohnern in etwa ein 17% der Einwohner von Deutschland ab. Die Wichtung ist in Tabelle 56 sowie in Bild 103 als Kreisdiagramm dargestellt.

DWD-Station	Kürzel	Einwohner	Prozentual zu Summe Standorten
Düsseldorf	DUS	619.477	4%
Hannover	HAN	535.932	4%
Nürnberg	NUR	510.632	4%
Köln-Bonn	KOL	1.404.981	10%
Münster/Osnabrück	MUO	482.747	3%
Hamburg	HAM	1.853.935	13%
Bremen	BRE	563.290	4%
Berlin	BER	3.677.472	26%
Dresden-Klotzsche	DER	555.351	4%
Leipzig/Halle	LEI	839.927	6%
Erfurt	ERF	213.227	1%
Saarbrücken	SAA	179.634	1%
Fichtelberg	FIC	<2000 (geschätzt)	0%
Schmücke	SCH	<50 (geschätzt)	0%
Frankfurt	FRA	759.759	5%
Stuttgart-Echterdingen	STU	626.275	4%
München-Flughafen	MUN	1.487.708	10%
Summe:	-	14.312.397	100%

Tabelle 56. Übersicht Standorte der Klimastationen mit Anzahl zugehöriger Einwohner [Wiki2023]



Bild 103. Prozentuale Verteilung der Einwohner der Klimastationen zugehörigeren Städte

10.7 Ergebnisse

10.7.1 Maßgebende Ergebnisse

In die Rechenroutine wurde die aufgeführten Eingangsdaten und Rahmenbedingungen eingegeben und anhand der gegebenen Wichtungen ausgewertet, siehe Kapitel 10.6.

Für das Widerstandsmodell Stahl S355 ergeben sich, je nach Ansatz von Modellunsicherheit für Effekt der Einwirkung *E* und Widerstand *W* die Ergebnisse gemäß Tabelle 57.

Widerstand		Modellunsicherheit		Frachaio
		E	W	Ergebnis
1	S355_FprEC1993	х	х	$\beta =$ 4,43
2	S355_FprEC1993	х	✓	$\beta =$ 4,30
3	S355_FprEC1993	✓	х	$\beta =$ 4,13
4	S355_FprEC1993	~	~	$\beta = 4,03$
5 SchrAnsch		~	\checkmark	$\beta = 3,93$

Tabelle 57. Ergebnisse Flächenberechnung

In Abhängigkeit davon, ob Modellunsicherheiten auf Einwirkungs- und/oder Widerstandsseite berücksichtigt werden, ergeben sich folgende Gesamtsicherheitsindizes β :

Zeile 1: Es sind keine Modellunsicherheiten für *E* und *W* angesetzt. Dies entspricht der in der Vergangenheit an Einzelsystemen durchgeführten Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten γ (also ohne Flächencharakter und ohne die vorbeschriebenen Wichtungen). Gegenüber dem geforderten Wert $\beta = 3,8$ liegt das Gesamtergebnis mit $\beta = 4,43$ deutlich auf der sicheren Seite.

Da nunmehr entsprechend der Entwicklungen in CEN/TC250/SC10 die Modellunsicherheiten stärker betont werden, wird im Folgenden dieser Zusatzeinfluss weiter untersucht.

- Zeile 2: Berücksichtigung weiterer Modellunsicherheit auf der Widerstandsseite: $\beta = 4,30$.
- Zeile 3: Berücksichtigung weiterer Modellunsicherheit auf der Einwirkungsseite: $\beta = 4,13$.
- Zeile 4: Berücksichtigung weiterer Modellunsicherheit sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite: $\beta = 4,03$.
- Zeile 5: Gegenüber Zeile 4 werden die sich ergebenden Widerstandsverteilungen aus dem geschraubten Kopfplattenanschluss gemäß Kapitel 8 verwendet. Es ergibt sich ein gemittelter β -Wert von $\beta = 3,93$.

Alle Szenarien ergeben einen β -Wert über $\beta = 3,8$. Der Flächen- und Wichtungseinfluss führt also zu einem akzeptablen Gesamtergebnis.

Für die Stahlsorten S235 und S460 sind ähnliche Ergebnisse erwartbar. Bei Stahl der Güte S235 ist der Variationskoeffizient der Streckgrenze zwar höher, dieses würde zu einem schlechteren Ergebnis führen. Jedoch ist auch der Abstand zwischen Mittelwert und Nennwert deutlich höher als beim S355, welches dieses in etwa wieder ausgleicht. Stahl der Güte S460 hingegen hat einen geringeren Variationskoeffizient der Streckgrenze als S355, weist allerdings einen geringeren Abstand zwischen Mittelwert und Nennwert auf, sodass auch hier von etwa gleichen Endergebnissen ausgegangen werden kann.

10.7.2 Weitere Ergebnisse

In Bild 104 sind die Sicherheitsindizes nach den einzelnen Standorten aufgelistet. Es ist erkennbar, dass alle Standorte über oder sehr nahe zu dem geforderten Sicherheitsindex von 3,8 liegen. Auch ist erkennbar, dass der Mittelwert der Standorte mit 4,02 quasi deckungsgleich mit dem Ergebnis der über die Einwohner gewichteten Standorte ist (mit 4,03). Der Standort Erfurt erreicht mit 3,796 ziemlich genau den geforderten Sicherheitsindex.



Bild 104. Ergebnis der Rechenroutine nach Standort

10.7.3 Versteckte Sicherheiten in den Berechnungen

Folgende Punkte werden auf der sicheren Seite abgeschätzt und können als versteckte Sicherheiten aufgefasst werden. Bei Betrachtung dieser Punkte würden sich voraussichtlich höhere Sicherheitsindizes ergeben.

- Die statistischen Daten f
 ür die Windgeschwindigkeit sind richtungsunabh
 ängig und auch die Windlasten wurden richtungsunabh
 ängig angesetzt. Eine Betrachtung der Richtungsabh
 ängigkeit der Windlasten hinsichtlich der Ausrichtung der Geb
 äude w
 ürde zu einer geringf
 ügig erh
 öhten Gesamtsicherheit f
 ühren.
- Bei den variablen Einwirkungen wird jeweils eine Modellunsicherheit auf die statistischen Daten aufgeschlagen. Auf der sicheren Seite wird diese als unkorreliert angenommen. Dabei

ergibt sich der neue Variationskoeffizient zu $V^* = \sqrt{V^2 + V_{Unc}^2}$. Die Werte der Modellunsicherheit werden für die einzelnen Einwirkungen mit: $V_{unc} = 0,1$ für Wind, $V_{unc} = 0,2$ für Schnee und $V_{unc} = 0,1$ für Nutzlasten angenommen.

- Die Modellunsicherheiten auf Seite der Einwirkungen und Widerstand werden konservativ abgeschätzt. Eventuelle sogar positive Auswirkungen, wie z.B. die Überfestigkeit des Stahls, Kap. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**, werden nicht betrachtet.
- Die Berechnung des Widerstandswert z ist immer von den betrachteten Einwirkungen (z.B. Eigengewicht und Wind) abhängig und die FORM-Berechnung wird dann an dem so dimensionierten Tragwerk durchgeführt. In Tragwerksplanung wird ein Tragwerk an Hand des maximalen Effekts aller Einwirkungskombinationen dimensioniert. Würde dieses hier auch vollzogen werden, wären einzelne Ergebnisse deutlich höher.

- Durch die Berechnung des Widerstandwerts *z* ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 100%. In der Regel sind die Ausnutzungsgrade eher geringer, da die Auswahl der jeweils dann passenden Bauteile etwas höher ausfällt als berechnet, siehe auch Kap. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**

10.8 Zusammenfassung der deutschlandweiten Sicherheitsuntersuchung von Stahlhochbauten

In diesem Kapitel wurde eine Gesamtberechnung des Sicherheitszustandes der über Deutschland verteilten Stahlbauten angestellt. Dabei wurde auf die Analyse der Eingangsdaten aus Kapitel 5 zurückgegriffen und aufbereitet, Rahmenbedingungen untersucht und eine Rechenroutine zur Ermittlung eines gemittelten Sicherheitsindex erstellt.

Für die Einwirkungen auf Stahlbauten wurden Lastmodelle für Eigengewicht, Wind-, Schnee- und Nutzlast gesucht, Kapitel 6. Für das Eigengewicht wurde ein allgemeines Modell für die Stahlkonstruktionen und für Ausbaulasten herangezogen. Für die Belastung aus klimatischen Ereignissen wurden 17 Standorte auswählt, an denen Wind und Schnee vom Deutschen Wetterdienst gemessen werden. Diese Messdaten wurden statistisch ausgewertet und konnten somit in die Berechnung miteinfließen. Ein allgemeines Lastmodell der Nutzlast wurde anhand ähnlicher Modelle, die in den Eurocodes verankert sind, ausgewählt.

Hinsichtlich des Widerstands wurden der Widerstand der Stahlquerschnitte und der Widerstand eines geschraubten Kopfplattenanschlusses betrachtet. Dafür wurden jeweils statistische Werte entweder aus der prEN1993-1-1 übernommen bzw. eigene erhoben.

Es wurden vier maßgebende Stahlbausysteme ermittelt und deren Parametervielfalt konkretisiert. Dabei wurde ein Umfang an Abmessungen bestimmt, der die typischen Stahlbauten allgemein widerspiegelt. Alle Systeme wurden, mit einer Variation der Abmessungen im 1,0m Schritt, im Statik-Programm *RSTAB* über ein Python-Skript automatisiert modelliert. Die Belastungen wurden mit Einheitslasten und Formbeiwerten (Druckbeiwerte für Wind, Formbeiwert für Schnee) angesetzt, um später die statistischen Parameter der einzelnen Belastungen einfach ansetzen zu können. Je nach Belastung wurden mehrere Lastansätze angesetzt (z.B. Wind: Sog-Sog bis Druck-Druck; Nutzlast: feldweise). Es wurden sodann die Einflusslinien der maßgebenden Schnittgrößen ermittelt und für die spätere Verwendung gespeichert. Dieses ermöglichte eine deutliche Zeitersparnis der Rechenroutine, da in den Schleifen der FORM-Berechnungen keine erneuten statischen Berechnungen durchgeführt werden musste.

Für die flächige Betrachtung über Deutschland wurden Wichtungsparameter ermittelt, um die Häufigkeit der einzelnen Typen von Stahlbauten in den Berechnungen angemessen abzudecken. Dafür wurde die Typologie von Stahlbauten und deren Häufigkeit, sowie die Industriestandorte und Einwohnerzahlen in Deutschland analysiert. Daraus wurden die Wichtungsparameter abgeleitet, mit denen dann z.B. die Effekte der klimatischen Einwirkungen zu multiplizieren waren.

Als Ergebnis wurden gewichtete Durchschnittswerte von β ermittelt, die in einer Spanne von β = 3,93 bis β = 4,43 liegen. Gegenüber einem β von 3,8 liegt dies in einem deutlich zufriedenstellenden Bereich, und zwar so, dass auch Unsicherheiten die aus der Methode selbst stammen damit noch sicher abgedeckt werden.

Schließlich ist noch zu erwähnen, dass die Methode universell auch bei anderen Bauweisen und Bauwerksarten anwendbar ist und insbesondere auch bei weiteren ausgewählten Teilgebieten Deutschlands angewendet werden kann. Letzteres wird durch die Auswertungen der β -Werte einzelner Standorte (Großstädte) in Bild 104 verdeutlicht.

11. Zusammenfassung und Ausblick

11.1 Ergebniszusammenfassung

Vor dem Hintergrund der neusten Ergebnisse des mit der Weiterentwicklung der EN 1990 (Eurocode 0) betrauten CEN/TC250/SC10 waren die Auswirkungen für Stahlbauten in Deutschland zu erarbeiten und einzuschätzen. Die für den Stahlbau relevanten Entwicklungen, die sich aus dem zur Veröffentlichung geplanten Hintergrundbericht des SC10 [JRC2023] ergeben, sind u.a.:

- Einführen von expliziten Werten für die Modellungenauigkeiten auf der Last-, wie auch auf der Widerstandsseite.
- Stärkere Berücksichtigung von Nichtlinearitäten.
- Pauschale Behandlung der Einzelbauweisen durch Zuordnen von Mittelwert und Varianz zu einer Bauweise.
- Einführen (informativ) einer alle Baustoffe und Belastungsarten umgreifenden Methode zur Vergleichmäßigung der Sicherheiten β_i über das Verhältnis der variablen Last zur Gesamtlast ("CodeCalibration").

Diese Aspekte werden im vorliegenden Bericht aufgegriffen und weiter untersucht. Zur Schaffung eines Überblicks, wie die entsprechenden Punkte die Sicherheitsbeurteilung beeinflussen, wurde folgende Vorgehensweise gewählt:

- 1. Klärung der Grundlagen, Daten und Randbedingungen. Dabei Berücksichtigung der nunmehr aktuell vom SC10 "vergebenen" statistischen Parameter wie auch solche anderen Ursprungs.
- 2. Differenziertere Unterscheidung von Tragwiderständen für komplexere Bemessungsfälle im Stahlbau. Hierfür wurde ein biegesteifer Kopfplattenanschluss, der den Einfluss von Schrauben und Schweißnähten mit einbezieht, gewählt.
- 3. Untersuchung zum Einfluss von im Stahlbau typischen Nichtlinearitäten. Diese können die klassischen Stabilitätsprobleme, wie auch der Wechsel von Belastungsschemata (Übergang Winddruck/Windsog) sein. Beides wurde untersucht.
- 4. Meta-Studie I: Analyse der CodeCal-Methode nebst Parameterstudie unter Variation der Vorgaben aus 1. Analyse des Ergebnisfelds und Deutung der Zusammenhänge.
- 5. Meta-Studie II: Untersuchung der Sicherheit repräsentativer Stahlbauten über das Gebiet Deutschlands hinweg. Dabei Ansatz aktueller Regeln und Verteilungen sowie Wichtung anhand der Bevölkerungsdichte und repräsentativer Bauwerkstypen. Einbezug der Ergebnisse aus Punkten 1 bis 3.

Man sieht, dass sich Ansatz und Konzept der Meta-Studien deutlich unterscheiden. Meta-Studie I zielt, ausgehend von den Unterschieden der Sicherheitszustände der verschiedenen Bauweisen auf deren Vereinheitlichung ab. Meta-Studie II hingegen ist auf die Erhebung des Sicherheitszustands einer Bauweise, hier der Stahlbau, über ein großes Einzugsgebiet wie das von Deutschland ausgerichtet.

Ergebnisse

• Die nunmehr stärker zu berücksichtigenden Modellvarianzen senken naturgemäß das Sicherheitsniveau. Gleichwohl ist festzustellen, dass die Stahlbauweise auch in der Einzelbetrachtung durch diese Entwicklung nach wie vor das erforderliche Sicherheitsniveau gut erreicht.

- Die Unterschiede des Sicherheitsniveaus verschiedener Bauweisen, aber auch innerhalb einer Bauweise bei Auftragung über das Lastverhältnis der variablen Lasten gegenüber der Gesamtlast waren bereits bei Erstellung der ersten Eurocode-Generation bekannt. Man hatte damals ausdrücklich von einer weiteren Änderung der γ-Werte abgesehen, sondern durch Änderung der Lastkombinationsregeln (vgl. 6.10(a) und 6.10(b) des aktuellen Eurocodes 0 [EN1990]) den europäischen Ländern ein durchaus wirksames Werkzeug an die Hand gegeben, mit dem partikulär gewünschte Sicherheitsangleichungen erzielt werden können. Dieses Werkzeug wird auch noch in Zukunft vorhanden bleiben. Dennoch wurde eine weitere Variante, namentlich die "CodeCalibration"-Methode (informativ) eingeführt, mit der ähnliche Vergleichmäßigungen erzeugt werden sollen, jedoch sind die Auswirkungen nicht wirklich klar, siehe unten.
- So verfolgt die "CodeCalibration"-Methode das Ziel, über Findung von geeigneten Sets an γ-Werten die Sicherheitsindizes β über alle Bauweisen und Lastverhältnisse χ zu vergleichmäßigen. Sie ist allerdings nicht in der Lage, eine weiter auf die spezifische Bemessung eingehende, differenzierende Aussage zum Sicherheitsniveau einer einzelnen Bauweise, wie z.B. des Stahlbaus zu treffen.

Bei Anwendung dieser Methode (Meta-Studie I) für den konstruktiven Ingenieurbau ergeben sich durch den dominanten Einfluss der klimatischen Einwirkungen und ihren zugehörigen Streuungen, deutlich erhöhte Teilsicherheitsbeiwerte für die variablen Lasten, jedoch ohne dass sich der mittlere β -Index als Durchschnitt über alle Bauweisen und Lastverhältnisse ändert.

Vielmehr kann beobachtet werden, dass die β -Inhomogenitäten zwischen den Bauweisen nach wie vor bleiben.

Zu bedenken ist weiter, dass sich durch kleine Variationen der Modellunsicherheiten der hier dominant wirkenden klimatischen Einwirkungen stets verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte ergeben. Das Verfahren ist also ausgesprochen sensitiv für Annahmen insbesondere bezüglich der Modellunsicherheit. Andererseits führt der normierende Charakter der Methode zu einer Verschmierung über alle Parameter, so dass eine Änderung, nunmehr einzelner aus dem nicht dominanten Bereich, insbesondere auf der Widerstandsseite nur geringsten Einfluss zeigt. Letztlich könnte man im Stahlbau die differenzierte Unterscheidung zwischen den Versagenszuständen (Fließen, Stabilität, Bruch), die sich in den Teilsicherheitsbeiwerten der Widerstandsseite widerspiegelt, völlig fallen lassen, ohne dass es das Endergebnis wesentlich beeinflusste.

In diesem Zusammenhang wurde weiter beobachtet, dass sich eine – mathematisch gesehen – verbesserte Optimierung in Form kleinerer Abweichungsquadrate ergibt, indem mit höherer Gesamtstreuung die γ -Werte der klimatischen Lasten erhöht werden.

Deswegen sollte man die eingesetzten Verteilungen kritisch beleuchten bzw. überprüfen, mit denen man die Methode bedient. Denn es kann nicht Ziel der Untersuchung sein, ein Ergebnis wegen besserer mathematischer Optimierungsqualität zu bevorzugen, was durch Einspeisen von Streuungen auf Kosten höherer γ_F -Werte erzeugt wurde.

Schließlich ist anzumerken, dass das primäre und vereinbarte Ziel der Kalibrierung von Sicherheitselementen ein Sicherheitsniveau ist, das dem Zielsicherheitsniveau hinreichend entspricht. Eine weitere Vergleichmäßigung des Sicherheitsniveaus wäre vielleicht wünschenswert, wird aber tatsächlich durch die Anwendung der Methode gar nicht erreicht. Vielmehr hat sie drastische Konsequenzen für leichte Bauweisen, für die klimatische Einwirkungen maßgebend sind, etwa durch die sich verteuernden Dimensionierungsergebnisse und das, ohne dass sich im Schnitt über alle Baustoffe und Lasten hinweg gesehen ein Plus an Sicherheit in Deutschland ergeben würde.

- Die Gesamtuntersuchung der Sicherheit von Stahlbauten auf dem Gebiet Deutschlands (Meta-Studie II) ergab einen durchschnittlichen Gesamtsicherheitsindex, in Abhängigkeit von z.B. zusätzlichen Modellunsicherheiten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite und unter Beachtung der erforderlichen Wichtungen. Es konnte festgestellt werden, dass unter Berücksichtigung weiterer Unwägbarkeiten wie z.B. aus der Einfügung von Anschlüssen oder Nichtlinearitäten in die Flächenstudie sich dennoch stets zufriedenstellende Sicherheitskoeffizienten β ≥ 3,8 ergaben. Auch wenn die Methode durchaus eine gewisse Streuung in sich aufweisen mag, so ist zu schlussfolgern, dass auch dann keine Änderungen an den bisher angewandten Teilsicherheitsbeiwerten erforderlich sind.
- Schließlich ist klar geworden, dass das Ergebnis der hier durchgeführten Flächenuntersuchung auch in Form einer repräsentativen Sicherheits- bzw. Zuverlässigkeitsverteilung ausgedrückt werden kann. Diese Verteilung kann wiederum mit Mittelwert und COV charakterisiert werden. Es liegt auf der Hand, dass erst mit diesen repräsentativen Werten – für zukünftige Aufgaben – CodeCal-Untersuchungen (siehe Meta-Studie I) durchgeführt werden sollten. Diese Empfehlung gilt für alle Bauweisen.

11.2 Inhaltszusammenfassung

Nach einer Darlegung der Problemstellung und Erörterung des Forschungsziels sowie der Vorgehensweise, wurden die Grundlagen und die Entwicklung der Sicherheitstheorie analysiert und der Stand der Technik herausgearbeitet. Dem folgten die Erläuterung der Datengrundlage, die Festlegung der statischen Systeme und Darlegung der Verwendung der FORM-Methode für die späteren Meta-Untersuchungen. Diesen vorbereitenden Kapiteln folgten die eigentlichen Untersuchungen (Kap. 7.2, Kap. 8, Kap. 9 und Kap. 10).

 In Kapitel 7 (genauer Kap. 7.2) war zunächst die Untersuchung der in prEN1990 erwähnten "CodeCalibration" von Interesse. Deren theoretisches Ziel ist die Bestimmung von Teilsicherheitsbeiwerten, um das Kriterium der Vergleichmäßigung aller Sicherheitsindizes β_i der einzelnen Bauweisen über das Verhältnis der variablen Lasten zur Gesamtheit, sozusagen in einer "Meta-Betrachtung", anzustreben.

Die Anwendung wurde analysiert, programmiert und anhand von Beispielen nachvollzogen, woran sich eine Parameterstudie anschloss. Daran konnten zahlreiche Erkenntnisse abgeleitet werden. Die Methode ist jedoch nicht in der Lage für eine einzelne Bauweise wie den Stahlbau eine, weiter auf die spezifische Bauweise eingehende, differenziertere Aussage zum Sicherheitsniveau zu treffen. Hingegen werden durch den dominanten Einfluss der klimatischen Einwirkungen und ihren Modellunsicherheiten stark erhöhte Teilsicherheitsbeiwerte für diese Einwirkungen nahegelegt, ohne dass sich der mittlere β -Index über alle Bauweisen und Lastverhältnisse ändert. Zu bedenken ist, dass sich durch kleine Änderungen der Modellunsicherheit der (dominanten) klimatischen Einwirkungen stets andere Teilsicherheitsbeiwerte ergeben und die Methode in der Hinsicht sehr sensitiv ist. Der normierende Charakter der Methode führt zu einer Verschmierung über alle Einwirkungen, Widerstände und Systeme, sodass eine Änderung einzelner Parameter auf der Widerstandsseite nur geringsten Einfluss zeigt.

 In Kapitel 8 wird die Sicherheit und Zuverlässigkeit von geschraubten und geschweißten Verbindungen und Anschlüssen untersucht. Dabei werden die aktuell gültigen Regelungen gemäß DIN EN 1993-1-8 [EC3-1-8] sowie die geplanten Änderungen in FprEN 1993-1-8 [FprE3-1-8] betrachtet. Als Grundlage für die Untersuchungen wurden umfangreiche Datenbasen zu den Festigkeiten der Stahlsorten, Schweißzusatzwerkstoffe und Schraubenwerkstoffe aufgestellt, sowie Versuchsdaten und -ergebnisse einer Vielzahl von geschraubten und geschweißten Verbindungen gesammelt und ausgewertet.

Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zu Schweißverbindungen zeigen, dass die neuen Bemessungsgleichungen, die in FprEN 1993-1-8 [FprEN3-1-8] enthalten sind, für Kehlnahtverbindungen, Kapitel 8.3.1, und Stumpfnahtverbindungen, Kapitel 8.3.2, auf der sicheren Seite liegen. Bei den Untersuchungen wurden Stahlsorten S235 bis S700 berücksichtigt.

Die statistische Auswertung von Versuchsdaten von geschraubten Verbindungen aus der Literatur kam zu dem Ergebnis, dass die Bemessungsregeln für Schraubenverbindungen unter Zugbeanspruchung, Kapitel 8.4.1, Schraubenverbindungen unter Scherbeanspruchung, Kapitel 8.4.2, und Lochleibungsverbindungen, Kapitel 8.4.3, ebenfalls auf der sicheren Seite liegen. Neben den Stahlsorten S235 bis S700 wurden die Schraubenfestigkeiten 4.6 bis 10.9 berücksichtigt.

Darüber hinaus wird auf Grundlage der Untersuchungen in Kapitel 8 die Tragfähigkeit eines realen Stahlbau-Anschlusses untersucht. Als Beispiel wird eine biegesteife Rahmenecke mit geschraubtem T-Stummel betrachtet. Hier wird mit Hilfe von Monte Carlo Simulationen die streuenden Materialkennwerte berücksichtigt und deren Einfluss auf die Momententragfähigkeit der Verbindung untersucht. Abschließend wurde in einer Parameteruntersuchung der Einfluss von ausgewählten geometrischen und materiellen Parametern untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass die berechnete Tragfähigkeit über dem Normwert liegt.

Schließlich wird an Beispielen aufgezeigt, wie durch konservative Modellannahmen oder auf der sicheren Seite liegende konstruktive Vorgaben oder Grundsätze eine implizite Sicherheitsreserve als sogenannte "versteckte Sicherheit" entsteht.

 Verschiedene Typen von nichtlinearen Einflüssen auf die Zuverlässigkeit von Stahlbauten werden in Kapitel 9 aufgezeigt. Die Unsicherheiten der Last- und Widerstandsmodelle sind typischerweise entsprechend dem semi-probabilistischen Nachweiskonzept auf charakteristische und somit ungünstige Zustände kalibriert worden. Folglich sollte bei der Verwendung dieser Rechenmodelle in voll-probabilistischen Betrachtungen deren impliziten, teilweise signifikanten Sicherheitsreserven in Form von Modellunsicherheitsfaktoren berücksichtigt werden.

Weiter wurden die Einflüsse von Lastabfolge, Systemabhängigkeit sowie der Größenabstufung von Walzprofilen erörtert. Anhand Laststeigerungsszenarien wurde das nichtlineare Tragverhalten eines beispielhaften Rahmentragwerks aufgezeigt. Es wurde veranschaulicht, dass das System und dessen Bauteile unterschiedlich sensitiv auf die Steigerung von einzelnen Einwirkungen reagieren. Anschließend wurde das Tragwerk für in Windkanalversuchen gemessenen Druckbeiwerten in analoger Weise ausgewertet. Es hat sich gezeigt, dass das Eurocode-Windlastmodell für dieses konkrete Hallensystem größtenteils Sicherheitsreserven aufweist.

Schließlich wurde der Fokus auf die Modellunsicherheiten gelegt. Nachdem die Vorgehensweise zur Berücksichtigung in probabilistischen Untersuchungen erörtert wurde, wurde ein Konzept zur Quantifizierung der Unsicherheiten von Last-, Lasteffekt und Widerstandsmodellen vorgestellt. Für das beispielhafte Rahmentragwerk wurden die entsprechenden Modellabweichungswerte des Eurocode-Windlastmodells ermittelt. Außerdem wurden verfeinerte, schlankheitsabhängige Parameter für den Biegedrillknicknachweis vorgeschlagen.

• Schlussendlich wurde in **Kapitel 10** eine umfassende Rechenroutine zur Berechnung des Sicherheitszustands der Stahlbauten in Deutschland in der Programmierumgebung c# erstellt, welche die Eingangsdaten und Randbedingungen deutlich detaillierter aufgreift als in der CodeCal. Die Rechenroutine erfasste die in den vorherigen Kapiteln analysierten und ausgearbeiteten Eingangsparameter und führte mit FORM die jeweiligen Berechnungen durch. Durch die zahlreichen Eingangsparameter (Systeme, Abmessungen, Lastmodelle, Lastansätze, Widerstände, etc.) ergaben sich viele Berechnungsvarianten mit jeweils einem resultierenden Sicherheitsindex β . Im nächsten Schritt wurden diese nach verschiedenen Arten gefiltert, gewichtet und ausgewertet, sodass sich schlussendlich ein Gesamtsicherheitsindex ergab. Dieser Gesamtsicherheitsindex stellt einen gewichteten Durchschnittswert dar. Dabei wird der Einfluss der klimatischen Lasten der entsprechenden Teilgebiete mit der dort herrschenden Bevölkerungsdichte (entspricht in etwa der Dichte der Stahlbauten) gewichtet sowie die Arten der Stahlbauwerke untereinander gewichtet. Dabei wurden auch die Ergebnisse der Kapitel 8 und 9 einbezogen.

Die Modellunsicherheiten wurden sowohl auf der Einwirkungs- wie auch auf der Widerstandsseite berücksichtigt, wie auch weitere Unwägbarkeiten, z.B. aus der Querschnittsgeometrie und der Verbindungstechnik. Als Gesamtergebnis wurde unter Annahme der vorhandenen Teilsicherheitsbeiwerte ein Gesamtsicherheitsindex $\beta = 3,93$ ermittelt, der über dem geforderten Wert von $\beta = 3,8$ liegt. Dabei ist noch genügend Spielraum vorhanden, um weitere Unwägbarkeiten, z.B. aus der Flächenuntersuchung selbst, zu kompensieren. Der resultierende Gesamtsicherheitsindex kann als Schätzung für den Sicherheitszustand von Stahlbauten in Deutschland angesehen werden.

11.3 Ausblick

Anhand des Forschungsvorhabens wurde die Zuverlässigkeit von Stahlbauten in Deutschland untersucht und im Hinblick der aktuellen Entwicklungen, insbesondere in der europäischen Normung beurteilt.

Vorgehen und Ergebnisse wurden ausführlich beschrieben. Gleichwohl knüpfen sich weitere Fragen an, die sich auch aus den hier gewonnenen Erkenntnissen ergeben.

- Die Untersuchungen bezogen sich bisher auf den Bereich der reinen Stahlbauten. Im Geschossbau sind jedoch stets auch Betonbauteile vorhanden. Deswegen sind die Untersuchungen auf Stahlverbundbauteile auszuweiten bzw. zu ergänzen.
- In diesem Projekt sind erstmals auch explizite Einflüsse aus Anschlüssen bzw. der Verbindungstechnik mit eingeflossen. Gleichwohl wurden in diesem Forschungsvorhaben Schrauben der Größen M12 bis M27 untersucht und ausgewertet. Weitere Untersuchungen zu Schrauben mit größerem Durchmesser als M27 sind für die Zukunft wünschenswert. Für Stahlsorten ist eine Erweiterung der Untersuchungen in der Zukunft ebenfalls sinnvoll. So werden in der Überarbeitung des Eurocode 3 die Stahlsorten bis S960 in prEN 1993-1-12 enthalten sein. Folglich sind Auswertungen zu Stählen größer S700 bis einschließlich S960 ebenfalls wünschenswert. Für Verbindungen und Anschlüsse konnte gezeigt werden, dass γ_M* ≤ γ_{M2} für die untersuchten Nachweise vorliegt und die Bemessungsregeln somit auf der sicheren Seite liegen. Der daraus resultierende (positive) Einfluss bzw. die Berücksichtigung "versteckter Sicherheiten" auf die Ermittlung von β könnte Teil zukünftiger Forschung sein.
- Ebenso stellt sich die Frage nach dem Zuverlässigkeitseinfluss weiterer besonders stahlbaubezogener, aber nicht minder häufiger Bemessungsfälle. Insbesondere ist folgender Einfluss wichtig zu erfassen: Im Stahlbau werden die Tragsicherheitsnachweise einmal für Raumtemperatur und einmal für tiefe Temperaturen mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten γ geführt. Es ist ggf. zu prüfen, wie sich das Tieftemperaturverhalten vor dem Hintergrund der in EC3 getroffenen Maßnahmen auf die Gesamtsicherheit auswirken, gibt es vielleicht sicherheitserhöhend eine Art "doppelte" Absicherung oder treten auch gleichzeitig größere Unwägbarkeiten der Vorhersage

des Widerstands und der mit Temperatur zu kombinierenden Einwirkungen bei tieferen Temperaturen auf. Auch hier ist deutlicher Forschungsbedarf.

 Die vorgestellte Studie zur Sicherheit von Stahlbauten in Deutschland wurde auf Grundlage aktueller bzw. zukünftiger Normen, Standards und Materialverteilungen durchgeführt. Ein wichtiges zukünftiges Anwendungsfeld ist aber die Beurteilung von Bestandsbauwerken. Es können mit der Meta-Studie II dafür auch Untersuchungen zur Evaluation von wirklichen Bestandsgebäuden durchgeführt werden, bei denen der Sicherheitsindex β dieser Bauwerke bestimmt wird. Dabei ist es denkbar, analog zur "Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand", die Vorkenntnisse über das Bauwerk für den Nachweis von Bestandsgebäuden zu nutzen, wie die genauere Kenntnis der Eigenlast, wenn die Geometrie des Bestandsgebäudes vermessen wird und diese tatsächlichen vorhandenen Werte angesetzt werden, oder die Bestimmung der vielleicht vorhandenen Überfestigkeit des Materials. Dies kann in der Umsetzung dazu führen, dass Bauwerke erhalten werden können und weitergenutzt werden können, ganz im Sinne der Ressourcenschonung und Nachhaltigkeit.

12. Literaturverzeichnis

[Ahm2019]	Ahmed, A.; the, L. H.: Thread effects on the stiffness of bolted shear connections. Journal of constructional Steel Research, 160, pp. 77-88, 2019
[Bad2021]	Baddoo, N.: Datensammlung Grundwerkstoff – SCI, Stand: 2021
[Ber2020]	Bergmann, J. P.; Kuhlmann U.; Keitel, S.: Abschlussbericht: AiF-Vorhaben-Nr. 19470 BG, Tragfähigkeit von Stumpfnähten höherfester Stähle im Stahlbau – Ar- beitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), DVS-Nr. 09.083, 2020
[BFS2022]	BFS Data, Datenbank des Bauforum Stahl, Datenbestand 09.01.2022
[BGD1990]	Eurocode 3 Editorial Group. Eurocode No–3 - Background Documentation. Chapter 6. 1990.
[Bij2011]	Bijlaard F., Naumes J., Müller C., Feldmann M., Sedlacek G.: The safety back- ground of Eurocode 3 – Recommendations for the numerical values for the partial factors γ M0, γ M1 and γ M2, NA 005-08-16 AA N 1004, 2011
[Bor1971]	Borges F., Castanheta M.: Structural Safety, 2 nd edition, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1971
[Bro2001]	Brozzetti, J., Marek P., Sedlacek G.: Study on load combination rules. In: Probabil- istic Assessment of Structures using Monte Carlo Simulation, Background Exer- cises and Software, Editors Pavel Marek, Jacques Brozzetti, Milan Guštar, TERECO – Teaching Reliability Concepts using Simulation, Leonardo da Vinci programme, European Commission, 2001
[Buo2008]	Buonopane, S.: Strength and reliability of steel frames with random properties, Journal of Structural Engineering, Vol. 134(2), S. 337-344, 2008
[CEB1978]	CEB – Einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe, Band 1. Bul- letin d'Information No. 116-D. Euro-Internationales Beton-Komitee, 1978
[CEN2017]	CEN/TC250/SC10-WG1 Doc N280: Calibration of partial factors and limit
	states safety format, 2017-12-15
[CEN2018]	CEN/TC250/SC10 Doc N280: CEN/TC250/SC2 Doc N1459: SC2 Letter Calibra- tion of Partial Factors 2018-11-25
[CEN2021]	CEN/TC250/SC10/AHG Reliability: Draft Technical Report for the Reliability back- ground of Eurocodes – June 2021-2, draft June 11-2021
[CEN2022]	CEN/TC250/SC10/AHG Reliability: Draft Technical Report for the Reliability back- ground of Eurocodes – June 2022-2, N 2431
[COR2018]	CORINE Land Cover: "Coordination of Information on the Environment", Aktueller Stand 2018
[Cro2017]	Croce P.: Calibration of Partial Factors, Benchmark and Sensitivity Study, Draft, Internal Document of CEN/TC250/SC10/WG1, 2017
[DaS2017]	Da Silva, L.S.; Marques, L.; Tankova, T. et al.: Research Programme of the Re- search Fund for Coal and Steel, Final Report – SAFEBRICTILE: Standardization of Safety Assessment Procedures across Brittle to Ductile Failure Modes, 2017
[DIN1981]	DIN – Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anla- gen, Beuth Verlag, 1981
[DINEN1990]	DIN EN 1990 – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Deutsche Fas- sung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010
[DINEN1990NA]	DIN EN 1990/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Euro- code: Grundlagen der Tragwerksplanung: 2010
[DWD2021]	Datenbank Deutscher Wetterdienst, https://opendata.dwd.de/, 2021

[EC1-1-1NA]	DIN EN 1991-1-1/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eu- rocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
[EC1-1-3]	DIN EN 1991-1-3 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allge- meine Einwirkungen, Schneelasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-3:2003 + AC:2009
[EC1-1-3NA]	DIN EN 1991-1-3/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten
[EC1-1-4]	DIN EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allge- meine Einwirkungen – Windlasten; Deutsche Fassung EN 1991-1-4:2005 + A1:2010 + AC:2010
[EC1-1-4NA]	DIN EN 1991-1-4/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
[EN1990]	EN 1990 – Eurocode – Basis of structural design; Fassung EN 1990:2002/A1 :2005)
[CEN-1-1]	DIN EN 1993-1-1 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009 + A1:2014-07
[EC3-1-8]	DIN EN 1993-1-1 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009
[Fel2021]	Feldmann, M.: Datensammlung Grundwerkstoffe. Institut für Stahlbau, RWTH Aachen, Stand: 2021
[FprEN1990]	FprEN 1990: Eurocode: Basis of structural and geotechnical design; Formal Vote Version, European Committee for Standardization, 2022
[FprE3-1-1]	FprEN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Formal Vote Version. European Committee for Standardization, 2022
[FprE3-1-8]	FprEN 1993-1-8: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Formal Vote Version. European Committee for Standardization, 2022
[Fun2021]	Funke, A., Feldmann, M: CodeCalTool for structures based on software C#/PY- THON, RWTH Aachen University, 2021
[Fun2021b]	Funke, A., Kemper, F.: Kombinationsfaktoren für Wind und Schnee Einwirkungen – ein flächendeckender Vergleich für Deutschland, Vortragsband der 17. Dreilän- dertagung D-A-CH 2021 der Windtechnologischen Gesellschaft e. V. am 25. Und 26. Oktober 2021 an der Ruhr-Universität Bochum
[GEN2021]	GENESIS-ONLINE, https://www.destatis.de/, Datenbank des Statistischen Bun- desamtes
[Gul2012]	Gulvanessian H., Calgaro JA., Holicky M.: Designers' Guide to Eurocode: Basis of Structural Design, Second Edition EN 1990, Series editor Haig Gulvanessian, ice – Institution of Civil Engineers, 2012
[Han2014]	Hansen, M.: Zur Auswirkung von Überwachungsmaßnahmen auf die Zuverlässig- keit von Betonbauteilen, Berichte des Instituts für Massivbau der Leibniz Universi- tät Hannover H.2, Stuttgart: Fraunhofer-IRB, 2004
[Has1973]	Hassler, M.: Versuche mit Schrauben bei kombinierter Zug- und Scherbeanspru- chung. Institut für Stahlbau und Holzbau, Universität Stuttgart, 1973
[Has1974]	Hasofer A.M., Lind N.C.: An exact and invariant Erstes order reliability format. J.

	Eng. Mech. Div, ASCE, 100, pp. 111-121, 1974
[Hol2021]	Holmes, J. D.: Wind loading of structures. 2001, London, New York: Spon Press.
[ISO2394]	ISO 2394 – General principles on reliability for structures: 2015
[JCSS2001]	JCSS – Probabilistic Model Code – Joint Committee of Structural Safety: 2001; https://www.jcss-lc.org/
[JRC2023]	JRC Technical Report – Reliability background of the Eurocodes; Draft Version, 2023
[Kal2009]	Kala, Z., Melcher, J., Puklický, L.: Material and geometrical characteristics of struc- tural steels based on statistical analysis of metallurgical products, Journal of Civil Engineering and Management, 15(3), S. 299-307, 2009
[Kem2011]	F. Kemper; M. Feldmann; AiF 15683 Optimierung von Windlastansätzen, RWTH 2011
[Kin2012]	Kindmann, R.; Stracke, M: Verbindungen im Stahl- und Verbundbau, 3. Auflage, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2012
[Kle2018]	Kleiner, A.: Beurteilung des Tragverhaltens von Flankenkehlnahtverbindungen aus normal- und höherfestem Baustahl unter Berücksichtigung statistischer Kriterien, Mitteilungen des Instituts für Konstruktion und Entwurf 2018-1, Dissertation Univer- sität Stuttgart, 2018.
[Kle2018]	Kleiner, A: Beurteilung des Tragverhaltens von Flankenkehlnahtverbindungen aus normal- und höherfestem Baustahl unter Berücksichtigung statistischer Kriterien – Dissertation. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2018
[Kn2007]	Kuhlmann, U.; Werner, F.; Vormwald, M.; Köhler, G.: Wirschaftliche Schweißver- bindungen höherfester Baustähle, Forschung für die Praxis P 652. Düsseldorf: Forschungsvereinigung e. V. (FOSTA), 2007
[Kn2008]	Kuhlmann, U.; Werner, F.; Vormwald, M. et al.: Abschlussbericht: AiF-Vorhaben- Nr. 14195 BG, Wirtschaftliche Schweißverbindungen höherfeste Baustähle – Ar- beitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), FOSTA-Nr. P 629, 2008
[Kn2011]	Kuhlmann, U.: Abschlussbericht: AiF-Vorhaben-Nr. 16097N, Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen höherfester Baustähle S690 im Stahlbau – Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), FOSTA-Nr. P 812, 2011
[Kn2019]	Kuhlmann, U.; Spiegler, J.: Abschlussbericht: AiF-Vorhaben-Nr. 18339 N, Tragfä- higkeit von Mischverbindungen normalfester und höherfester Stähle im Stahlbau – Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V. (AiF), FOSTA- NR.: P 1062, 2019
[Kn2020]	Kuhlmann, U.; Knobloch, M.; Lindner, J.; Taras, A.; Jörg, F.; Bours, AL.: Neue Entwicklungen in prEN 1993-1-1:2020. In: Kuhlmann, U. (Hg.): Stahlbaukalender 2020, Berlin: Ernst & Sohn, S. 1-98, 2020
[Kn2021]	Kuhlmann, U.; Spiegler, J.; von Arnim, M.: CEN/TC 250/SC 3/WG 8 N 268 - Amendment – Load carrying capacity of butt welds made of high strength steel, 2021
[Kno1987]	Knobloch, M.; Schmidt, H.: Tragfähigkeit und Tragverhalten stahlbauüblicher Schrauben unter reiner Scherbeanspruchung und unter kombinierter Scher- Zug- beanspruchung – Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen 41. Fach- gebiet Stahlbau, Universität Essen, 1987
[Kno1990]	Knobloch, M.; Schmidt, H.: Statistische Tragfähigkeitsdaten industriell gefertigter Schrauben unter vorwiegend ruhender Zug- und Abscherbeanspruchung im Ge- winde – Forschungsberichte aus dem Fachbereich Bauwesen 52. Fachgebiet Stahlbau, Universität Essen, 1990

[Kra2014]	Kraus, O.:Systemzuverlässigkeiten von Hallenrahmen aus Stahl unter zeitvarian- ten Belastungen – Dissertationsschrift, RWTH Aachen, 2014
[Kön1982]	König G., Hosser D., Schobbe, W.: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau – eine Erläuterung. Bauingenieur 57, S. 69-78, 1982
[Kön1982b]	König G., Hosser, D.: Praktische Beispiele und Hinweise zur Festlegung von Si- cherheitsanforderungen für bauliche Anlagen nach den Empfehlungen des NABau. Bauingenieur 57, S. 459-467, 1982
[Lin1983]	Lindner J., Gietzelt R.: Imperfektionen mehrgeschossiger Stahlstützen (Stützen- schiefstellungen), Schlußbericht VR 2038A des Instituts für Baukonstruktionen und Festigkeit der TU Berlin zum Forschungsvorhaben IV/1-81/299 des Instituts für Bautechnik Berlin, Berlin, 1983
[Mer1995]	Merzenich G., Sedlacek G.: Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: Ver- kehrslasten auf Straßenbrücken, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrs- technik, Heft 711, 1995
[Moz2014]	Može, P.; Beg, D.: A complete study of bearing stress in single bolt connections. Journal of Constructional Steel Research, 95: 126-140, 2014
[Moz2020]	Može, P.: Statistical evaluation of bearing resistance and related strength functions for bolted connections. Journal of Constrctional Steel Research, 171, 2020
[Moz2022]	Može, P.: Deformation behaviour of bolted bearing-type connections. IX Connections, AISC – ECCS Workshop on Connections in Steel Structures, 6-8 June 2022, Coimbra, Portugal. pp. 49-58, 2022
[Neu2022]	Neugenauer, LC.: Zuverlässigkeit von geschraubten Stahlverbindungen in Deutschlang, Masterarbeit, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, 2022-18X (unveröffentlicht), 2022
[prEN1-1-1]	prEN 1991-1-1: Second draft – Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities of materials, self-weight of construction works and imposed loads on buildings; Second draft (September 2020) – clean version
[Rac1978]	Rackwitz R., Fiessler B.: Structural Reliability under Combined Random Load Se- quences, Computers & Structures Vol.9, pp 489-494, Pergamon Press, 1978
[Rac1996]	Rackwitz; R.: Einwirkungen auf Bauwerke, in: Der Ingenieurbau. Bd. Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen, Hrsg. Gerhard Mehlhorn, Berlin: Ernst&Sohn, 1996, S. 73-416
[Ras2012]	Rasche, C.: Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen höher- fester Baustähle – Dissertation. Institut für Konstruktion und Entwurf, 2012
[Ren2016]	Renner, A.: Zug-Abscher-Interaktion bei Schrauben im Stahlbau – Dissertation. Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Technische Universität Darmstadt, 2016
[Ren2019]	Renner, A., Lange, J.: Zum Tragverhalten und zur Bemessung von Schrauben unter kombinierter Zug-Abscher-Belastung, Stahlbau 88 Heft 4 2019.
[Roi1983]	Roik K.: Vorlesungen über Stahlbau, 2. Auflage. Springer Verlag, 1983
[Sch1980]	Scheer, J.; Peil, U.; Paustian, O.: Bericht Nr. 6061, Einfache Schraubenverbindun- gen. Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig, 1980
[Sch1983]	Scheer, J.; Peil, U.; Paustian, O.: Bericht Nr. 6064, Einfache Schraubenverbindun- gen (Fortsetzung). Institut für Stahlbau, Technische Universität Braunschweig, 1983
[Sch1984]	Schmidt, H.; Knobloch, M.: Versuche zur Tragfähigkeit und zum Tragverhalten Stahlbauüblicher Schrauben unter reiner Scherbeanspruchung – Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben DFG AZ Schm 385 /4-1. Fachgebiet Stahlbau, Universi- tät Essen, 1984

[Sch1985]	Scheer, J.: Bestimmung der reinen Lochleibungsfestigkeiten und des Lochlei- bungs-Verformungsverhalten. Bericht Nr. 6066. Braunschweig, 1985
[Sch1996]	Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für In- genieure, 1996
[Sch2007]	Schneider, J.: Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, 2007
[Sch2018]	Schillo N., Taras A., Feldmann M.: Assessing the reliability of local buckling of plates for mild and high strength steels, J. of Constructional Steel Research, 142, S. 86-98, Elsevier London/Amsterdam, 2018
[Sed2011]	Sedlacek G., Naumes J.: Excerpt from the Background Document to EN 1993-1-1 Flexural buckling and lateral buckling on a common basis: Stability assessments according to Eurocode 3, CEN/TC250/SC3 Working Document N1639E – rev2, 2011
[Sim2018]	Simões da Silva L., Tankova T., Marques L., Rebelo C., Taras A., Safety assess- ment of Eurocode 3 stability design rules for the lateral-torsional buckling of pris- matic beams, Advanced Steel Construction, Vol. 14, Issue 4, S. 668-693, Hong- Kong, 2018
[Spa1992]	Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen; Zweite Auflage; Sprin- ger-Verlag; 1992
[Spi2022]	Spiegler, J.: Tragfähigkeit von Kehl- und Stumpfnahtverbindungen höherfester Baustähle – Dissertation. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stutt- gart, 2022
[Str2022]	R. Stoetmann, J. Wisnewski; Deutscher Stahlbautag Berlin am 29-30. September 2022
[Tar2015]	Taras A., Huemer S., On the influence of the load sequence on the structural reliability of steel members and frames, Structures, Vol. 4, S. 91-104, Elsevier London/Amsterdam, 2015
[Tur1970]	Turkstra C.: Theory of Structural Design Decisions SM-Study No.2 University of Waterloo, ON (Canada), 1970
[Voi2014]	Voigt, J.: Beitrag zur Bestimmung der Tragfähigkeit bestehender Stahlbetonkon- struktionen auf Grundlage der Systemzuverlässigkeit, Dissertation, Siegen 2014
[Vro1987]	Vrouwenvelder, A.C.W.M. / Siemes, A.J.M.: "Probabilistic Calibration procedure for the derivation of partial safety factors for the Netherlands building Codes", in: Heron, Vol. 32, Stevin Laboratory of the Faculty of Civil Engineering, Delft Univer- sity of Technology, 1987
[Wan2017]	Wang, Y.; Lyu, Y.; Li, G.; Liew, J.; Liew, R.: Behaviour of single bolt bearing on high strength steel plate. Journal of Constructional Steel Research, 137: 19-30, 2017
[Zha2016]	Zhang, H., Shayan, S., Rasmussen, K., Ellingwood, B.: System-based design of planar steel frames, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 123, S. 135-143, 2016
[Wiki2023]	Anzahl Einwohner je Stadt; https://de.wikipedia.org/wiki/Wikipedia:Hauptseite; nachgeschlagen 29.03.2023

13. Anhang

13.1 Ermittlung normierter, charakteristischer Lasten für CodeCalibration Berechnungen

In der CodeCalibration wird in einem ersten Schritt der Widerstandswert z berechnet, in diesem gehen die charakteristischen Werte der einzelnen Variablen mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte ein. Die charakteristischen Werte sind den Dokumenten der AHG in der jeweiligen Tabelle "Stochastic models for partial factor calibration (based on Annex A)", hier ebenfalls gegeben in Tabelle 21, dargestellt. Die Werte sind entweder als die charakteristische Werte oder als das jeweilige Quantil gegeben. In der Tabelle in [CEN2021b] sind für die variablen Lasten die jährlichen Extremwerte und die Quantile gegeben (Wind: 0,98; Schnee: 0,98; Imposed Ioad: 0,95). In der Version [CEN2022] sind die Extremwerte für 50 Jahren mit den charakteristischen Werten gegeben, siehe Tabelle 21. Es ist jeweils das zeitvariable Teil der Last und der zeitinvariable Teil (die Modellunsicherheit) gegeben.

Eine Umrechnung des zeitlichen Bezugs des zeitvariablen Teils ist möglich über

$$\sigma_{T2} = \sigma_{T1}$$
$$\mu_{T2} = \mu_{T1} + 0.78 \cdot \sigma_{T1} \cdot ln\left(\frac{T2}{T1}\right)$$

Die Umrechnung zwischen den Werten in [CEN2021] und [CEN2022] scheint nicht übereinzustimmen. Mit Blick auf alte Veröffentlichungen (z.B. [CEN2017], hier auch in Tabelle 5) wird der COV_{1a} für Wind mit 0,25 angeben, womit auch die Umrechnung auf COV_{50a} (=0,14) stimmt. Die Umrechnung für die Schneelast ist mit den jeweils gegebenen Werten (COV_{1a}=0,5 \rightarrow COV_{50a}=0,2) passend. Für Imposed Loads wiederum steht COV_{50a}=0,23 (berechnet aus COV_{1a} = 0,8) und COV_{50a}=0,26 gegenüber. Auch mit Werten älterer Veröffentlichung passen die Werte nicht besser. In [CEN2022] steht hingegen: "For imposed loads actually no specific statement is present in EN 1990. In this study we take a slightly modified JCSS model as starting point (see Annex A) which leads to mean of 2,22 kN/m² and a V=0,26 for the 50-year maximum. According to EN 1991 the representative values is 3 kN/m²." Im Anhang wiederum ist der Mittelwert mit 222 N/m², also 0,222 kN/m² aufgelistet. Die Tabellen sind scheinbar nicht ganz konsistent übernommen worden. Eventuell wurde auch für Imposed Loads der Variationskoeffizient V=0,26 für jeden Zeitraum übernommen (das ist falsch, mit größerem Zeitraum sinkt der Variationskoeffizient ab, da der Mittelwert ansteigt – die Standardabweichung bleibt gleich).

Für die Lasten Wind und Schnee konnten die in [CEN2022] angegebenen charakteristischen Lasten nachvollzogen werden. Die normierten Werte für 50 Jahre (Mittelwert und COV) wurde auf den Bezugsraum 1 Jahr runtergerechnet und das 98%-Quantil des Produkts aus zeitvariablem und zeitinvariablem Teil bestimmt (bzw. bestimmt mit einer Monte-Carlo-Simulation). Für Imposed Loads ergibt sich bei Betrachtung des 95%-Quantils ein Wert von 0,71 (statt der in [CEN2022] gegebenen 1,35). Auch das 98%-Quantil (wie in Tabelle 5 gegeben) stimmt nicht überein.

Verschiede Möglichkeiten wurden untersucht. Eine mögliche Lösung konnte gefunden wurden: In dieser werden μ =0,222 kN/m² und V=0,26 als Werte für 1 Jahr angenommen. Diese werde auf 50 Jahre hochgerechnet und normiert auf diesen Zeitraum. Das 95%-Quantil dieser Werte entspricht dann in etwa dem in [CEN2022] gegeben charakteristischen Wert. Die Auswertung des 95%-Quantils mit einem Bezugsraum von 50 Jahren ist in einzelnen Quellen (z.B. [DVT] für Verkehrslasten beschrieben.

In den jeweiligen Berechnungen wurden die statistischen Werte des neusten AHG-Reports [AHG2022] angenommen. Mittels dieser Werte konnte, wie in 7.2.5.1 gezeigt, auch die dort vorgestellten Ergebnisse reproduziert werden.

13.2 Weitere Klimastationen

Tabelle 58.	Übersicht der verwendeten	Klimastation mit detaillierten	Standortinformationen	und Luftbild
-------------	---------------------------	--------------------------------	-----------------------	--------------











*Wikipedia: "Im Gebiet befindet sich eine Exklave von Warmensteinach."

** Wikipedia: "Die Schmücke ist die höchstgelegene Ansiedlung am Rennsteig im Thüringer Wald, bestehend aus einem Hotel, dem Baudensaal *Rucksacktreff* und einer Wetterstation."

13.3 Statistische Auswertung der weiteren Klimastationen

Die dargestellten Werte entsprechen den 1h-Mittelwerten für Wind und dem Wasseräquivalent für die Betrachtung der Schneemenge. Eine Umrechnung (*1,06 für Wind; /100 für Schnee) muss noch erfolgen und ist bei den Werten im Bericht schon mit inbegriffen.












Normalkraft Lastansatz Eigengewicht, System 1

Querkraft Lastansatz Eigengewicht, System 1



Momentenverlauf Lastansatz Eigengewicht, System 1 Normalkraft Lastansatz Wind Wa, System 1





Querkraft Lastansatz Wind Wa, System 1

Momentenverlauf Lastansatz Wind Wa, System 1





Normalkraft Lastansatz Wind Wb, System 1

Querkraft Lastansatz Wind Wb, System 1



Momentenverlauf Lastansatz Wind Wb, System 1







Momentenverlauf Lastansatz Wind Wc, System 1



Normalkraft Lastansatz Wind Wd, System 1

Querkraft Lastansatz Wind Wd, System 1

-4.80

-3.41



-8.00 Normalkraft Lastansatz Schnee Sa, System 1

Momentenverlauf Lastansatz Wind Wd, System 1





Querkraft Lastansatz Schnee Sa, System 1

Momentenverlauf Lastansatz Schnee Sa, System 1





Normalkraft Lastansatz Schnee Sb, System 1

Querkraft Lastansatz Schnee Sb, System 1



Momentenverlauf Lastansatz Schnee Sb, System 1

Normalkraft Lastansatz Schnee Sc, System 1



Querkraft Lastansatz Schnee Sc, System 1

Momentenverlauf Lastansatz Schnee Sc, System 1

-9.24

4.39



-0.76

0.76

Normalkraft Lastansatz Nutzlast Na, System 1







Momentenverlauf Lastansatz Nutzlast Nc, System 1

Ļ.